POLITECNICO DI TORINO

I Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

I Cigni neri e grigi in ingegneria strutturale: progettazione antisismica e carichi esplosivi

Relatore:

Prof. Ing. Bernardino Chiaia

Correlatore:

Dott. Ing. Valerio De Biagi

Candidato:

Aurora Gerardi

Dicembre 2018

SOMMARIO

INTRODUZIONE 5

PARTE I: IL CIGNO NERO: L'IMPREVEDIBILE IN NATURA 7

CAPITOLO 1 9
IL CIGNO NERO: IL PERICOLO DIETRO L'ANGOLO 9
1.1. DEFINIZIONE DI CIGNO NERO 9
1.2. PERICOLO PERCEPITO E PERICOLO SOSTENUTO DALL'UTENZA NELL'AMBITO DEI CIGNI NERI 11
1.3. I CIGNI NERI NELL'INGEGNERIA CIVILE STRUTTURALE 17
1.3.1. Folla in movimento dopo un evento imprevisto 17
1.3.2. Comportamento di una struttura soggetta ad azioni estreme, progettata correttamente agli Stati Limite Ultimi 18
1.3.3. Fenomeni naturali aventi elevato periodo di ritorno 19
1.3.4. Attacchi terroristici sulle strutture 20
1.4. MODELLI PROGETTUALI ADOTTATI PER FRONTEGGIARE I CIGNI NERI NELL'AMBITO DELL'INGEGNERIA STRUTTURALE 23
1.4.1. Reliability – Based Design 29
1.4.2. Consequence – Based Design 31
1.5. LA ROBUSTEZZA STRUTTURALE 36
1.5.1. Il Viadotto Polcevera o Ponte Morandi 36
1.5.2. La valutazione della robustezza strutturale 41
1.5.3. Le strategie di progetto per ottenere la robustezza strutturale 42

PARTE II: IL CIGNO GRIGIO: IL PREVEDIBILE IN NATURA 49

CAPITOLO 2 51
IL CIGNO GRIGIO NELLA PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE: LE ESPLOSIONI 51
2.1. GENERALITÀ 51
2.1.1. Strutture coinvolte in esplosioni 56
2.2. CLASSIFICAZIONE DEGLI ESPLOSIVI 61
2.3. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE ESPLOSIONI 62
2.4. CLASSIFICAZIONE DELLE TIPOLOGIE DI ESPLOSIONI 66
2.5. MECCANICA E NATURA DELLE ESPLOSIONI 67
2.5.1. Epicentro dell'esplosione 67
2.5.2. Grado di confinamento dell'esplosione 68
2.5.3. Esplosione di gas, vapori, nebbie, sostanze liquidi e polveri 71
2.5.4. Esplosioni interne 74
2.5.5. Esplosioni esterne 78
2.6. NORMATIVA VIGENTE CONCERNENTE LE ESPLOSIONI NEGLI EDIFICI CIVILI 84
2.7. MISURE DI PREVENZIONE E PROTEZIONE DALLE ESPLOSIONI NELLE COSTRUZIONI CIVILI 85
2.8. COLLASSO PROGRESSIVO CAUSATO DALLE ESPLOSIONI 88

PARTE III: IL CASO DI STUDIO: EDIFICIO A STRUTTURA INTELAIATA IN ZONA SISMICA 91

CAPITOLO 3 93
PROGETTAZIONE DELL'EDIFICIO A STRUTTURA INTELAIATA IN C.A. IN ZONA SISMICA 93
3.1 GENERALITÀ 93

3.2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA 93
3.3 MATERIALI IMPIEGATI 100
3.4 ANALISI E COMBINAZIONE DEI CARICHI 101
3.4.1 Carichi permanenti 101
3.4.2 Carichi variabili 104
3.4.3 Azione sismica 105
3.4.4 Schematizzazione dei casi di carico 109
3.5 DIMENSIONAMENTO DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI 110
3.5.1 Progettazione delle travi di fondazione 110
3.5.2 Progettazione delle travi di elevazione 112
3.5.3 Progettazione dei pilastri 114
3.5.4 Dettagli costruttivi 117
3.6 ANALISI DEI RISULTATI DELLE COMBINAZIONI DI CARICO 119
CAPITOLO 4 123
VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A COLLASSO PROGRESSIVO DELL'EDIFICIO A STRUTTURA INTELAIATA IN C.A. IN ZONA SISMICA NEI CODICI AGLI ELEMENTI FINITI 123
4.1 GENERALITÀ 123
4.2 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DELLA STRUTTURA – FASE 1 129
4.3 INDIVIDUAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'ESPLOSIONE 135
4.4 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DELLA STRUTTURA – FASE 2 139
4.5 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DELLA STRUTTURA – FASE 3 140
4.6 ANALISI DEI RISULTATI OTTENUTI 140

CONCLUSIONI 143

APPENDICE A: TAVOLE DI PROGETTO DEL FABBRICATO RESIDENZIALE 145

INDICE DELLE FIGURE 147

INDICE DELLE TABELLE 151

BIBLIOGRAFIA 153

RINGRAZIAMENTI 159

Introduzione

Secondo quanto stabilito dai codici progettuali, le strutture si progettano e verificano per supportare i carichi agenti su di esse. Attualmente, il progettista valuta i carichi ordinari (vento, neve) e le azioni straordinarie (esplosioni, terremoti). Questo procedimento viene eseguito per giungere ad un insieme di combinazioni di carico tali da definire le azioni in maniera cosicché la probabilità di rottura sia circoscritta ad un valore predefinito, in base alla definizione della resistenza degli elementi strutturali.

L’insieme degli eventi che agiscono generalmente su una struttura sono definiti su base statistica, mentre vi è una famiglia di eventi che non sono prevedibili, ma che sono in grado di agire sulle opere. Secondo la formulazione della teoria di Taleb, gli eventi non statisticamente definibili sono identificabili con il termine “Cigno nero”; tale definizione è stata dapprima impiegata in campo economico e successivamente è stata estesa ad altri ambiti, quale ad esempio l’ingegneria strutturale.

Per sopperire alle conseguenze dei Cigni neri, l’Uomo cerca di emulare l’evoluzione dei complessi viventi, osservabile in natura. Tale opera di imitazione, in ingegneria strutturale, si esplica mediante la complessità e la connettività tra i differenti elementi, così da garantire un dato livello di robustezza strutturale e contemporaneamente un livello di tolleranza al danno superiore ed una percentuale di errori caratteristici del modello inferiore.

I moderni codici di costruzione (ultimo dei quali il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018) prevedono l’adozione di idonee tecniche progettuali, allo scopo di pervenire ad una struttura robusta e limitare le conseguenze degli eventi imprevisti, in quanto la mancanza di applicazione di tali tecniche potrebbe determinare collassi progressivi.

La perdita di un pilastro in seguito ad un’esplosione è stato considerato quale esempio per valutare la robustezza di un telaio spaziale in cemento armato progettato secondo le disposizioni attualmente vigenti. Tale approccio ha dimostrato che la tendenza manifestata dalla natura nei confronti di azioni impreviste, si ripropone anche nelle opere realizzate dall’Uomo.

Parte I: Il cigno nero: l’imprevedibile in natura

Capitolo 1

Il Cigno nero: il pericolo dietro l'angolo

1.1. Definizione di Cigno nero

Prima della scoperta dell'Australia nel 1606, si credeva che esistessero unicamente i cigni bianchi, in quanto l'osservazione empirica non aveva fornito riscontri contrari. Conseguentemente al rinvenimento del continente australe, vi fu quello del cigno nero.

La scoperta di questa specie animale, evidenziò che la sola osservazione scientifica non fornisse dati completi ed inconfutabili, ma bensì incompleti e mendaci. Tale osservazione fu l'incipit per la formulazione della Teoria del Cigno nero sviluppata da Nassim Nicholas Taleb (Taleb, 2007), impiegata inizialmente in campo economico e successivamente negli altri campi di studio.

La Teoria del Cigno nero afferma che l'Universo è regolato da eventi estremi sconosciuti e non prevedibili (quale la possibilità di un terremoto in una zona classificata a rischio pressoché nullo), oltre che da eventi con probabilità di accadimento maggiori.

La teoria di Taleb considera l'importanza e l'influenza dei dati e dei fatti incogniti, in quanto l'ignoranza determina l'imprevedibilità sia dell'evento, sia delle sue conseguenze sull'ambiente circostante.

La Teoria del Cigno nero ricade, quindi, nel tail problem (Augenti, et al., 2011) – o problema delle code nel campo delle distribuzioni di probabilità – e rappresenta l'incontrollabile aleatorietà degli eventi al di fuori della distribuzione normale. Nel campo ingegneristico pertanto, di fronte ad eventi imprevedibili, non si possono adottare i metodi di analisi del rischio usualmente impiegati.

Data l'imprevedibilità dei cigni neri, questi ultimi non possono essere descritti mediante l'applicazione del Teorema del Limite Centrale, quale conseguenza della definizione stessa di "Cigno nero".

La natura dei Cigni neri rende, pertanto, impossibile sviluppare strumenti e teorie in grado di prevederli (sia come eventi rari singoli, sia come loro concatenazione) e mitigarne gli effetti; nonostante ciò la comunità scientifica mondiale si sta attrezzando al fine di redigere delle metodologie che si preoccupino delle conseguenze degli effetti di tali eventi (si veda 1.4.2 Consequence – Based Design).

Data l'irripetibilità del Cigno nero, gli strumenti elaborati dalla comunità scientifica mondiale saranno destinati a sottostare ad un'asimmetria tra la ricompensa dovuta alla loro prevenzione/limitazione e la ricompensa destinata alle soluzioni che eliminano le loro cause scatenanti (Problema etico del Cigno nero).

Un esempio di Cigno nero, tristemente noto a tutti, è l'attacco terroristico del 11 settembre 2001, per cui il complesso del World Trade Center crollò, nonostante fosse stato progettato per resistere ad azioni naturali di notevole entità. Questo stesso evento, che nell'opinione pubblica è stato un Cigno nero per definizione, per alcuni esperti di rischi, invece, è stato un Cigno grigio, in quanto evento molto raro, ma possibile e con conseguenze impressionanti.

Al fianco di questi eventi causati dall’uomo, vi sono i Cigni neri naturali, cioè gli eventi catastrofici ed imprevedibili che sono propri della Natura, quali sismi, alluvioni o altre catastrofi naturali, che sono caratterizzati da un notevole impatto sociale ed economico e si manifestano con particolari modalità.

Oltre ai cigni neri, Taleb classifica i restanti eventi in due categorie in funzione della probabilità di accadimento ascendente e la conseguente conoscenza degli stessi:

- Cigni grigi: sono eventi che presentano una ridotta probabilità di accadimento, ma conseguenze limitate. Sono prevedibili qualora si sia in possesso di adeguata strumentazione.
  Un esempio di cigno grigio è il maremoto del 11 marzo 2011, avvenuto al largo della costa giapponese. Questo sisma determinò una serie di danni a catena quale uno tsunami e dei rilasci di materiali radioattivi conseguenti ai guasti ad alcune centrali nucleari.
- Cigni bianchi: sono gli eventi prevedibili in ogni aspetto, con cadenza ben definita, di cui si dispone di un’ampia casistica in letteratura.
  Sono esempi di cigno bianco i pesi propri delle opere, il vento e la neve.

1.2. Pericolo percepito e pericolo sostenuto dall'utenza nell'ambito dei Cigni neri

Moltissime culture hanno lasciato nel corso della storia, attestazioni circa l'accadimento di catastrofi. Esisteva già in passato, quindi una forma di protezione ed informazione sulle calamità naturali, basata sulla costruzione sociale della percezione del rischio in funzione di livelli di accettabilità predefiniti (Wildavsky, et al., 1982). Tale forma di protezione ed informazione si è protratta nel corso dei secoli, fino a giungere ai giorni nostri.

In particolare, la percezione del rischio ha avuto una variazione percettiva nel corso degli anni '50 negli Stati Uniti. Il progresso tecnologico che ha determinato la guerra fredda con le armi nucleari, ha richiesto lo sviluppo di una nuova figura professionale, il Disaster Manager che aveva il compito di predisporre le misure necessarie per fronteggiare un attacco nucleare. L'evoluzione di questa figura professionale ha determinato una variazione del compito, in quanto è stata preposta alla protezione delle comunità nei riguardi dei rischi, incentivando i concetti di prevenzione e protezione.

Si osservi che la società moderna è fortemente influenzata non solo dagli eventi di carattere locale (quale può essere il deragliamento di un treno), ma altresì dagli eventi di carattere mondiale, dalla globalizzazione e dal processo tecnologico in quanto operano una continua trasformazione dell'opinione pubblica e della concezione del rischio.

Nell'epoca moderna il rischio può essere più o meno accettato, in base all'ambito di trattazione; infatti, la maggioranza della popolazione reputa accettabile il rischio che incorre nell'usare l'automobile come mezzo di trasporto, mentre reputa insostenibile il rischio quando riguarda ambiti quale il nucleare, il chimico, il genetico ed il militare.

Quanto appena affermato, dimostra che la percezione del rischio è multidimensionale, variabile in base al tempo ed ai soggetti coinvolti, nonché in base alle tipologie di rischio ed è influenzata dal contesto sociale e dai mass media, che evidenziano gli eventi negativi (Pugliese).

Il rischio, dal punto di vista scientifico, è dato dal prodotto della gravità del danno e della probabilità di accadimento; questo però non corrisponde alla percezione del rischio, pertanto viene fornita una delucidazione tra pericolo e rischio:

- Pericolo: proprietà o qualità intrinseca di un determinato fattore avente il potenziale di provocare danni;
- Rischio: probabilità di raggiungimento del livello di danno potenziale nelle condizioni di impiego o di esposizione ad uno specifico fattore o agente o alla loro combinazione.

Alla luce di tutto ciò, una persona accetta o rifiuta un rischio in base a diversi parametri, quali:

- Età;
- Sesso;
- Basi culturali;
- Grado di istruzione.

Tali parametri determinano la definizione della percezione del rischio in maniera analoga a quanto svolto da Kates (Kates, 1971) come combinazione di alcuni fattori:

- Modalità di percezione delle componenti del Cigno nero o catastrofe;
- La natura del legame del singolo individuo con il cataclisma;
- Caratteristiche della personalità del singolo.

La probabilità soggettiva di un evento, pertanto, è la misura del grado di fiducia che un individuo attribuisce, in base alle informazioni in suo possesso ed alle sue convinzioni, al realizzarsi di un evento, secondo quanto già formulato da Ramsey e de Finetti rispettivamente nel 1925 e 1937 (Taleb, 2010).

In particolare, le persone percepiscono i rischi come trascurabili, accettabili, tollerabili o inaccettabili e li confrontano con i benefici, che dovrebbero superare i rischi con un adeguato margine al fine di essere ritenuti accettabili. La natura del rischio può portare a percezioni differenti ed inoltre, sottovalutarne la natura determina la mancata esecuzione delle misure di prevenzione necessarie.

Il grado di rischio percepito può incrementare notevolmente qualora non vi sia una completa comprensione degli aspetti scientifici che il pericolo potrebbe determinare sulla salute individuale e pubblica.

Nel caso di risorse illimitate si potrebbero assumere come ipotesi, degli scenari di rischio sfavorevoli e catastrofici; procedendo così si potrebbe incorrere nel pericolo di sopravvalutare il rischio percepito e non attuare le azioni necessarie e/o positive (Bellé, 2010).

Si rammenta comunque, che il rischio può essere naturale (qualora sussistano tre fattori concomitanti quali pericolosità, vulnerabilità ed esposizione) oppure antropologico (dove le variabili attribuibili alle scelte umane di carattere individuale e globale aumentano e si vanno ad affiancare ai tre fattori concomitanti caratterizzanti i rischi naturali).

In generale, indipendentemente dal rischio in oggetto, il legislatore sottolinea l'importanza di porre in atto delle misure che garantiscano la sicurezza della popolazione così da rendere le probabilità di accadimento di un disastro minima, oltre all'obbligo di informazione da parte degli Enti dei pericoli corsi dalla popolazione ed alle responsabilità politiche nel caso di mancata applicazione degli obblighi legislativi.

In ogni caso, la valutazione della vulnerabilità è data da alcuni indicatori (Lombardi, 1997):

- Capacità di riconoscere un pericolo ed attivare l'allarme;
- Livello di misure preventive intraprese per contenere le emergenze;
- Grado di preparazione e livello di risposta organizzata individualmente o collettivamente;
- Possibilità di moderare, contenere e limitare il danno;
- Rispetto degli obblighi derivanti dalla normativa in tema di riduzione, contenimento e gestione dell'emergenza e di ripristino della condizione canonica;
- Volontà politica di affrontare i differenti livelli di emergenza;
- Risorse economiche a disposizione dei sistemi di soccorso.

Alla luce di tutto ciò, gli individui che possono esser soggetti a qualsiasi tipo di rischio, richiedono un'adeguata ed esaustiva informazione circa le caratteristiche del rischio stesso, nonché sulle conseguenze che questo può implicare e sulle strategie e comportamenti da adottare per contrastare e contenere le lesioni consequenziali.

In seguito ad un'indagine congiunta effettuata in tale ambito, in prossimità degli stabilimenti ThyssenKrupp Acciai Speciali Terni e Basell Poliofine Italia S.p.A. (Calducci, et al., 2006) si sono ottenuti dei risultati che confermano le asserzioni sin qui fatte.

La popolazione intervistata non ha risposto come singolo, ma come nucleo familiare[1] (composto per il 70% circa da due o più persone); nel caso di inchiesta da parte della ThyssenKrupp Acciai Speciali Terni, la classe caratterizzante l'indagine ha un'età compresa tra i 56 ed i 65 anni e possiede licenza elementare – media inferiore, mentre nel caso della Basell Poliofine Italia S.p.A. l'età è compresa tra i 36 ed i 45 anni ed il livello di istruzione è più elevato (la maggior parte possiede licenza media inferiore – diploma di scuola superiore) ed in entrambe le situazioni oltre il 60% della popolazione era costituita da casalinghe e pensionati residenti nelle vicinanze degli stabilimenti citati.

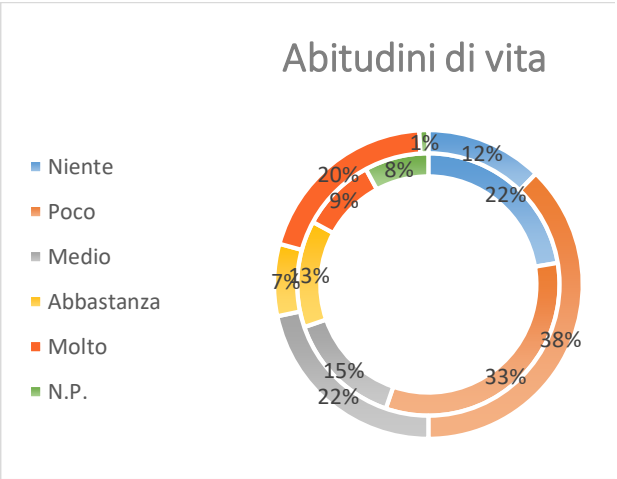
[1] La puntualizzazione sul carattere della popolazione intervistata è un atto dovuto, in quanto la comunità scientifica tende a studiare gli effetti di un evento in popolazioni, mentre gli individui tendono ad assumere la validità delle statistiche studiate su un campione, anche sul singolo utente, falsandone così i risultati.

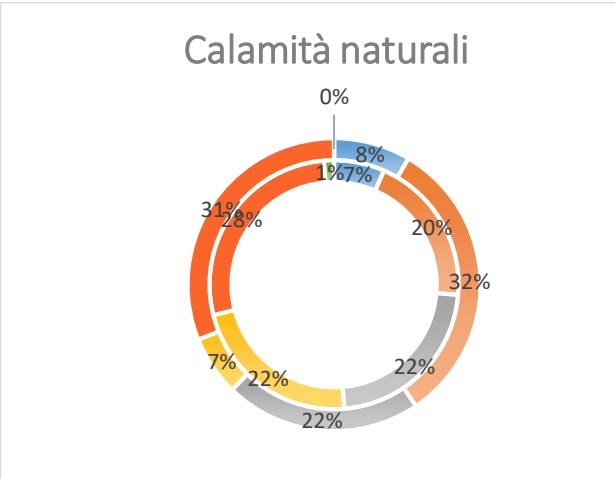
Tra le azioni mirate alla prevenzione di un rischio e delle sue conseguenze, particolare peso occupano la sicurezza e l'informazione della popolazione, pertanto la popolazione oggetto di tale intervista, in particolare, è stata informata dei rischi incorrenti attraverso diversi mezzi di comunicazione: il 27% dall'Autorità locale, il 25% dalla televisione e solo il 17% mediante mezzo stampa.

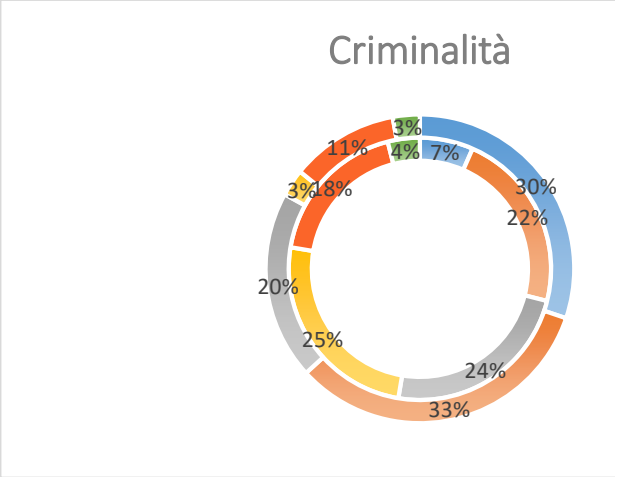
Si ricorda inoltre, che la conoscenza di un piano di emergenza in caso di catastrofe, garantisca un comportamento razionale della popolazione e perciò il contenimento dei danni riscontrabili, secondo quanto affermato dallo studio di Calducci e colleghi.

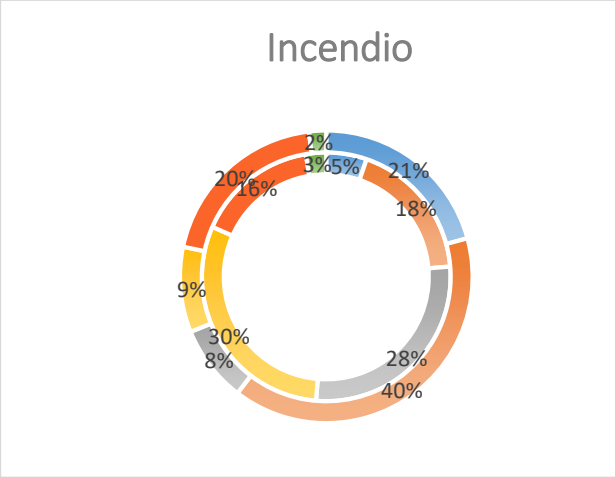
Si deve puntualizzare che l'indicazione sull'informazione o la disinformazione della popolazione nei confronti di piani di emergenza attuabili, non è stata presa in carico come parametro, mentre andrebbe considerata data l'importanza delle informazioni in essi contenuti.

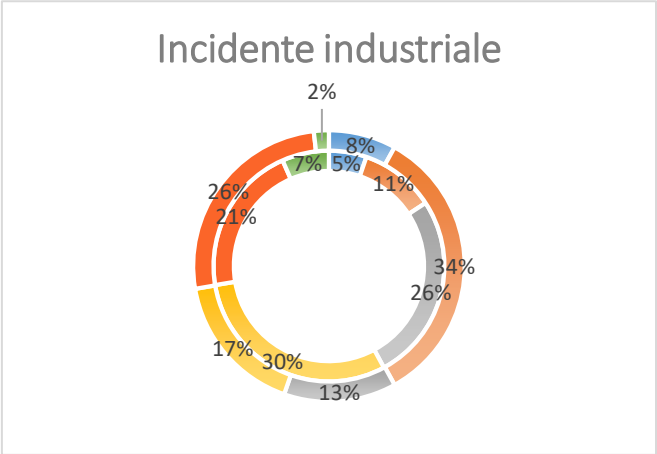
In base ai suddetti grafici, si evince come la popolazione dei due campioni, a parità di condizioni di vita, percepisca in modo differentemente il pericolo; tale discostamento è di alcuni punti percentuali (da 1% a 24%), eccezion fatta per gli incidenti industriali e quelli sul lavoro, dove la distribuzione risulta ripartita difformemente.

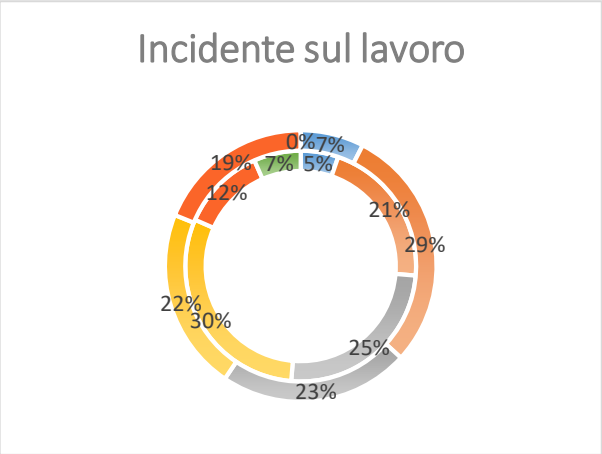


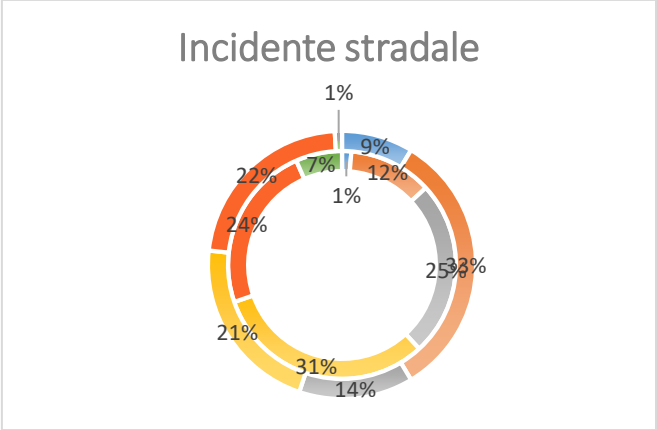


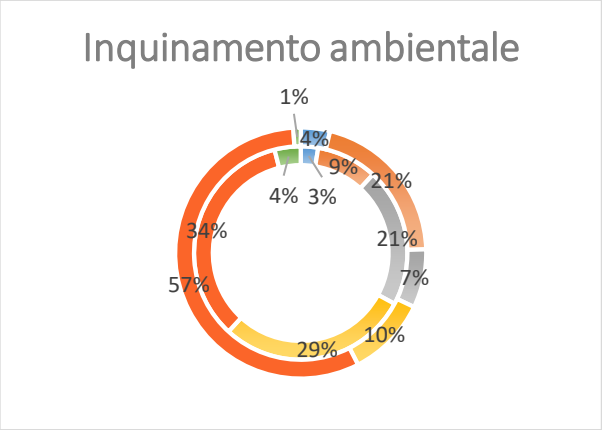




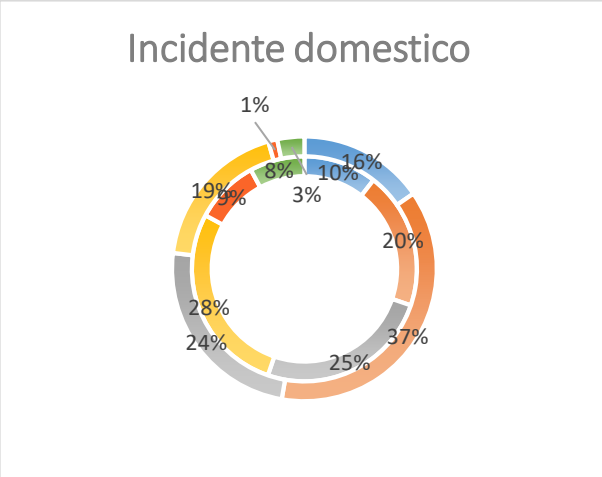

Incidente industriale
2%
8%
7%
5%
11%
26%
21%
34%
26%
17%
30%
13%


Incidente sul lavoro
0%
7%
19%
7%
5%
12%
21%
29%
22%
30%
25%
23%


Incidente stradale
1%
9%
22%
7%
12%
1%
24%
25%
32%
21%
31%
14%


Inquinamento ambientale
1%
4%
9%
21%
4%
3%
34%
21%
7%
57%
29%
10%

Incidente aereo
2%
11%
8%
14%
8%
10%
32%
8%
28%
24%
16%
39%


Incidente domestico
1%
16%
8%
10%
19%
9%
3%
20%
28%
37%
24%
25%

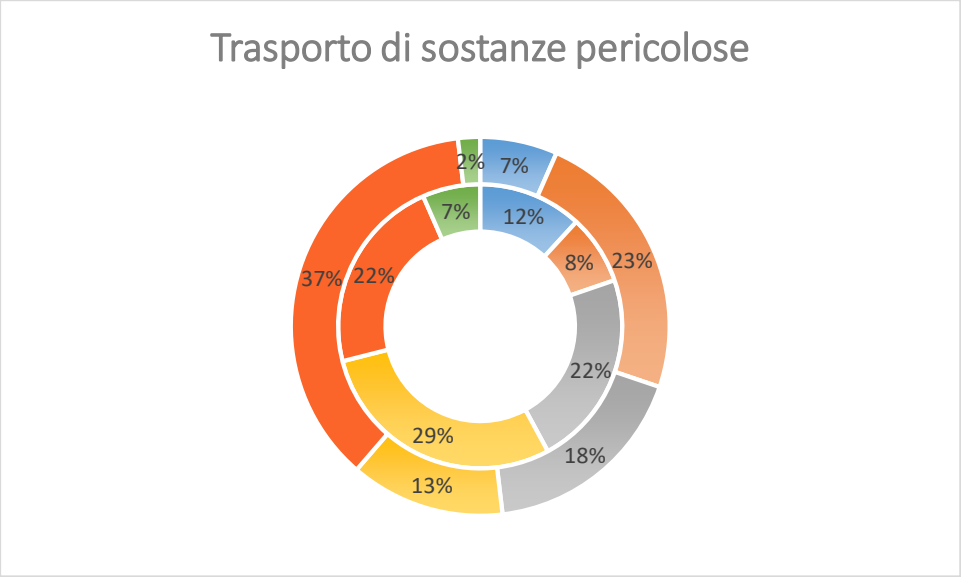


Figura 1: Avvenimenti reputati più rischiosi per la propria incolumità (Calducci, et al., 2006), l'anello esterno rappresenta i dati recepiti presso la ThyssenKrupp Acciai Speciali Terni, mentre l'anello interno rappresenta i dati recepiti presso la Basell Poliofine Italia S.p.A.

Dall'analisi dei risultati derivanti da tale studio, evidenzia come ogni individuo (o gruppi di essi) percepisca direttamente o indirettamente il pericolo ed il rischio a cui incorre nello svolgere un'attività. Analogo risultato è rappresentato dall'infografica nella pagina successiva, basata sullo studio di Susanna Hertrich condotto tra il 2010 ed il 2011, basato su una formula matematica enunciata negli anni '80 da P. M. Sandman.

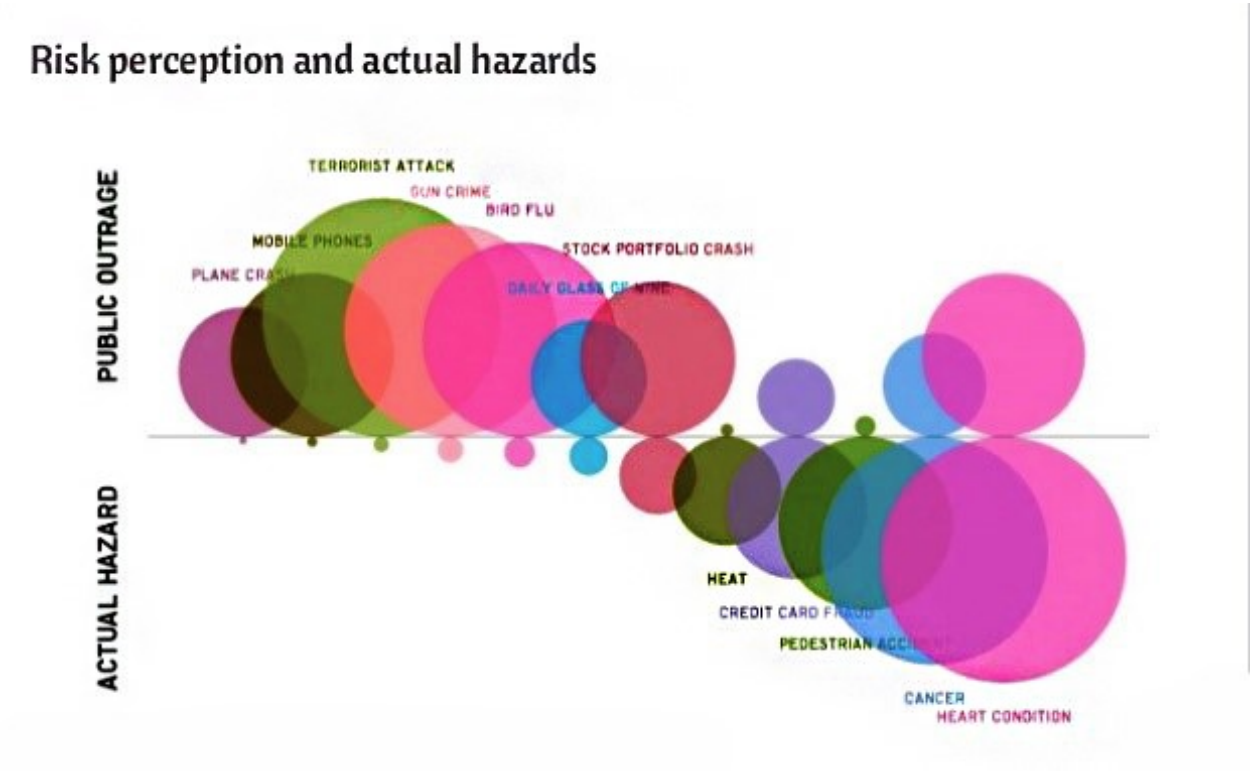


Figura 2: Risk I di Susan Hertrich fa parte di alcuni pannelli murari decorativi realizzati tra il 2010 ed il 2011 che evidenzia la differenza tra gli scenari che temiamo e quelli che realmente costituiscono un pericolo. Si basa sulla formula di rischio definita da P. M. Sandman negli anni '80.

Il grafico a bolle riportato in Figura 2, riporta la discrepanza tra pericolo percepito e pericolo reale e dimostra come il rischio percepito ed il rischio reale non coincidano tra di loro. Questo divario tra pericolo percepito e pericolo reale è stato anche studiato da alcuni scienziati comportamentali M. Finucane e P. Slovic e definito come *Affect Heuristic* ed è il risultato del cablaggio neuro – chimico del cervello, dove l’irrazionalità di percezione è un elemento intrinseco del sistema neurologico (Bernstein, 2018).

La tendenza a distinguere tra pericolo reale e percepito, determina la definizione di modelli che non rappresentano accuratamente il rischio reale, in particolare (Bernstein, 2018):

- La definizione dei rischi e dei benefici a lungo termine ci è di difficile assegnazione;
- L’ignoto determina la sovrastima del rischio e lo stesso definisce uno stato di preoccupazione circa i rischi non controllabili ed uno stato di indifferenza rispetto i rischi controllabili;
- La conoscenza che si suppone di possedere determina una sottostima dei rischi naturali ed una sovrastima dei rischi antropologici;
- I rischi che non siamo in grado di percepire quotidianamente, tendenzialmente sono ignorati.

1.3. I Cigni neri nell'Ingegneria civile strutturale

Nella pratica ingegneristica, i progettisti eseguono il loro lavoro in base all'esperienza, alla disponibilità di dati sperimentali di materiali e strutture a determinate azioni o loro combinazioni, ai codici vigenti; tutto ciò non tiene conto dell'errore insito nei modelli previsionali da loro adottati, che si basano su analisi statistiche volte ad identificare, interpretare e risolvere la maggior parte dei fenomeni naturali.

La statistica risulta esser uno strumento affidabile solo quando gli errori presenti nelle distribuzioni di probabilità sono trascurabili; alcuni eventi e fenomeni non presentano un comportamento lineare dei parametri casuali, pertanto gli errori delle distribuzioni non sono trascurabili.

Secondo quanto affermato circa le caratteristiche e le proprietà intrinseche dei Cigni neri, nel campo dell'ingegneria strutturale, si definiscono Cigni neri fenomeni come (De Biagi, 2014):

1. Folla che si muove dopo un evento imprevisto;
2. Il comportamento di una struttura sottoposta ad azioni estreme, per cui la progettazione è stata svolta correttamente;
3. Rischi dovuti a fenomeni naturali aventi elevato periodo di ritorno;
4. Attacchi terroristici sulle strutture.

1.3.1. Folla in movimento dopo un evento imprevisto

In questa categoria rientra il caso di folla a passo cadenzato su un ponte, come nel caso del Millennium Bridge di Londra, o di folla festante sulla tribuna del Frankenstadion di Norimberga.

Millennium Bridge – Londra, 10 giugno 2000 (Colombo, 2015)

Il progetto del 1996 nacque dalla collaborazione tra lo studio Foster and Partner, lo studio Arup e lo scultore Sir Anthony Caro per la progettazione di un ponte pedonale che collegasse la Cattedrale di Saint Paul con la Galleria di Arte Moderna Tate Modern, situata sull'altra sponda del Tamigi.

Il Millennium Bridge è un ponte pedonale sospeso realizzato in gran parte in alluminio e composto da tre campate di 81 m, 144m, e 108 m rispettivamente (in totale circa 325 m), larghezza 4 m, sorrette da due pile a forma di Y e da otto cavi in acciaio che corrono quasi parallelamente all'impalcato.

Il 10 giugno del 2000 venne inaugurato; nello stesso giorno fu attraversato da 90.000 persone e dimostrò di soffrire di risonanza, nonostante fosse stato progettato per il passaggio simultaneo di 5.000 persone. La folla assunse, infatti, un passo cadenzato in seguito alle oscillazioni verticali a cui era soggetto il ponte e provocando altresì l'insorgenza di oscillazioni orizzontali. Conseguentemente la campata centrale si spostò orizzontalmente di 70 mm (e presentò frequenza di 0,95 Hz), mentre quelle laterali di 50 mm (e frequenza pari a 0,77 Hz), lo smorzamento misurato fu pari all'1% di quello critico.

Tale comportamento, valse al ponte l'appellativo di Wobbly Bridge. Il ponte due giorni dopo l'inaugurazione fu chiuso e tale rimase fino al febbraio del 2002 quando il problema della risonanza fu risolto mediante la messa in opera di smorzatori ad inerzia che si occupano di contrastare le oscillazioni verticali e smorzatori idraulici che limitano le oscillazioni orizzontali.

Lo stesso comportamento è stato riscontrato qualche mese prima dell'inaugurazione del Millennium Bridge, dalla Passerelle Solférino (rinominata nel 2006 Passerelle Léopold – Sédar – Senghor) a Parigi e qualche anno dopo (dicembre 2010) nella tribuna del Grundig Stadion (ex Frankestadion) di Norimberga.

1.3.2. Comportamento di una struttura soggetta ad azioni estreme, progettata correttamente agli Stati Limite Ultimi

In questo caso ricadono tutte quelle strutture, che sono state progettate e/o verificate dopo l'adozione del Metodo degli Stati Limite (avvenuta in modo dapprima facoltativo nel 1996 – con il D. M. Lavori Pubblici 16/01/1996 – e poi obbligatoriamente con le NTC2005 e le successive revisioni) e nonostante ciò abbiano subito collassi parziali e/o globali.

In questa categoria ricadono quelle strutture in cui il progettista ha svolto correttamente il suo lavoro, ma le azioni agenti (acqua, sisma, neve, vento) sono risultate tali da pregiudicare la stabilità e l'integrità di tutta o parte della struttura.

Dal punto di vista storico, i crolli per strutture ben progettate, ma soggette ad azioni estreme si sono verificate da sempre e sempre accadranno. Infatti, con l'evoluzione dei materiali e delle tecnologie si sono studiate strutture che data l'epoca storica di progettazione ed i conseguenti strumenti progettuali, avrebbero dovuto resistere a determinate azioni.

Ponte di Thomas Telford sul Menai, 1826

Si consideri ad esempio il ponte di Thomas Telford sul Menai costruito nel 1826, a poche settimane dall'inaugurazione subì i primi danni dovuti al vento, in seguito ai quali fu irrigidito. Nonostante le modifiche apportante, il manifestarsi di venti maggiori a quelli previsti durante l'opera di irrigidimento, nel 1839 fu necessario un nuovo intervento di rispristino. Solo un secolo più tardi venne sostituito l'impalcato con una struttura in acciaio e quindi si restaurò l'intera struttura.

Nel 1841, durante una riunione della Institution of Civil Engineers britannica (Provis, 1841) si riportò testimonianza delle conoscenze del tempo degli effetti del vento sulle strutture: *"… the conclusion is arrived at, that winds act strongly and prejudicially on the front as well as on the horizontal surfaces of the platforms of suspension bridges… the force of wind was not apparently from beneath; it appeared to act altogether laterally".*

Alla luce delle conoscenze dell'epoca, pertanto, i progettisti non effettuarono errori, ma bensì erano sprovvisti di misurazioni e modelli atti a prevenire ed attenuare gli effetti del vento, che in seguito agli eventi manifestatosi dal 1836 vennero implementati sui modelli di verifica delle strutture.

L'evoluzione delle metodologie di progettazione impiegate nella pratica ingegneristica moderna ha determinato l'implementazione al loro interno dell'analisi di affidabilità; ciò concede al progettista di considerare una serie di situazioni e quindi di azioni che possono agire sulla struttura durante la sua vita.

Per tenere conto sia della progettazione storica, sia di quella moderna, i moderni modelli di implementazione permettono al progettista di effettuare le verifiche scegliendo il modello di analisi e quindi, alla luce di nuovi modelli e pertanto di nuovi risultati comportamentali, di predisporre gli interventi necessari per garantire la fruibilità in sicurezza e per il periodo di vita utile previsto, dell'opera.

I Cigni neri, in tale ambito possono esser visti anche come combinazione sfavorevole di eventi (naturali o artificiali) o eventi a catena, quindi il progettista potrebbe aver considerato in fase progettuale una o più delle azioni sfavorevoli singolarmente o come combinazione, ma non la loro azione completa e/o simultanea.

Ricadono in questa categoria gli eventi già riportati che hanno determinato il disastro di Fukushima o gli attacchi terroristici del settembre 2001 a New York.

1.3.3. Fenomeni naturali aventi elevato periodo di ritorno

L'osservazione sinottica delle caratteristiche metereologiche iniziò nel XIX secolo ed in seguito ad osservazioni empiriche di alcuni fenomeni meteorologici tali osservazioni di carattere succinto divennero via via più sistemiche e permisero di creare un database di eventi ed informazioni basato sullo studio ed osservazione di un periodo di circa 200 anni.

Nonostante la mole di informazioni ottenute, queste risultano esser sufficienti per descrivere eventi con periodo di ritorno non inferiori a 200 anni e fenomeni futuri; anche nell'ipotesi che la tendenza registrata in passato sia assimilabile a quella che avverrà in futuro, la magnitudo dell'evento sarà inversamente proporzionale alla probabilità di accadimento.

Oltre al sisma giapponese del 2011 e quello cileno del 1960, si può anche ricordare il terremoto ed il conseguente maremoto del 26 dicembre 2004 di magnitudo superiore a 9, è avvenuto a largo della costa nord – occidentale di Sumatra nell'Indonesia.

Il sisma ha provocato lo tsunami che si è manifestato attraverso una serie di onde anomale che hanno raggiunto i 27 m di altezza e hanno colpito le coste dell'Indonesia, Sri Lanka, Thailandia, India, Birmania, Bangladesh, Maldive, Somalia, Kenya, tra i quindici minuti e le dieci ore successive il sisma scatenante.

Nonostante i maremoti si manifestino frequentemente nell'Oceano Pacifico, dove la popolazione ed i governi si sono preparati nel corso della storia a questi fenomeni anche tramite l'adozione di sistemi di allerta di massa (messaggi televisivi, messaggi alle utenze telefoniche mobili, veicoli dotati di altoparlanti), lungo le coste dell'Oceano Indiano non esiste tale rete di allerta; questo poiché l'ultimo maremoto paragonabile avvenne nel 1883 in seguito all'esplosione del vulcano Krakatoa. Nel caso appena analizzato il periodo di ritorno tra due eventi paragonabili nella stessa area è stato 128 anni che risulta essere un periodo di ritorno notevole, anche se vi sono eventi con periodi di ritorno più elevati e danni conseguenti maggiori.

Per tali eventi, all'aumentare del tempo di ritorno e dei danni diminuiscono i dati reperibili, la validità degli stessi e la loro accuratezza; pertanto qualsiasi modello statistico o di analisi formulabile per eventi con periodo di ritorno elevato è per sua natura inefficace, incompleto e non descrittivo.

Al fine di descrivere e studiare i fenomeni naturali, tenendo conto delle deviazioni estreme delle distribuzioni probabilistiche dalla media, nel campo dell'ingegneria civile è consuetudine impiegare la teoria dei valori estremi. Tale teoria ha come scopo primario la quantificazione del comportamento di un fenomeno aleatorio quando esso assume valori insoliti e la stima della probabilità di accadimento di eventi più grandi o piccoli di quelli che sono già stati osservati.

La teoria dei valori estremi include tre famiglie di distribuzione dei valori estremi:

- Distribuzione degli estremi di tipo I o di Gumbel: vale quando la coda superiore della variabile originaria cade in maniera esponenziale; l'espressione della probabilità cumulata di Gumbel è:
$$F(x) = \exp(-\exp(\alpha(x-\varepsilon))) \tag{1. 1}$$
dove i parametri dell'espressione sono stimati attraverso il metodo dei momenti o mediante il teorema della massima verosimiglianza.
- Distribuzione degli estremi di tipo II o di Weibull: si usa in caso di scarsità di elementi della popolazione con un limite superiore finito. L'espressione della probabilità cumulata di Weibull è:

$$F(x) = \begin{cases} \exp\left(-\left(-\frac{x-\beta}{a}\right)^{\alpha}\right) & x < \beta \\ 1 & x \geq \beta \end{cases} \tag{1. 2}$$

Dove a, α, β sono i parametri.

- Distribuzione degli estremi di tipo III o di Fréchet: se la popolazione è composta da molti elementi con un ritardo di tipo polinomiale, in quanto i grandi eventi sono più frequenti di quelli descritti dalla distribuzione di Gumbel:

$$F(x) = \begin{cases} 0 & x \leq \beta \\ \exp\left(-\left(\frac{x-\beta}{a}\right)^{-\alpha}\right) & x > \beta \end{cases} \tag{1. 3}$$

Le leggi di Gumbel, Weibull e Fréchet sono raggruppabili nella distribuzione GEV (Generalized Extreme Value) che è pertanto una famiglia di distribuzioni di probabilità continue sviluppata nel campo della teoria degli estremi, che si occupa della distribuzione limite dei massimi normalizzati di una sequenza di variabili aleatorie indipendenti ed identicamente distribuite; l'espressione della probabilità cumulativa GEV è, perciò:

$$F(x) = \exp\left\{-\left[1 + c\left(\frac{x-\beta}{a}\right)\right]^{-\frac{1}{c}}\right\} \tag{1. 4}$$

Dove a, c, β sono i parametri di tale probabilità cumulativa.

La pratica di messa a punto della distribuzione del valore estremo mediante i dati relativi ad una finestra temporale ristretta contrasta con l'importanza che le code hanno nella predizione degli eventi aventi un periodo di ritorno lungo. Questo problema è stato definito da Mandelbrot con l'espressione "fat tails" nel 1963, mentre la distribuzione GEV presenta nelle code la legge di invarianza della scala; l'autosomiglianza indipendente dalla scala produce una distribuzione di probabilità di tipo frattale, cioè (1. 4) che è impiegata per l'analisi delle serie di dati storici.

È stato osservato che al diminuire della probabilità di accadimento è necessario incrementare la dimensione del campione per ridurre l'errore nella valutazione dei parametri di accadimento, gli effetti dell'errore di stima della magnitudo dell'evento incrementano pericolosamente (Taleb, 2007) (Taleb, 2009).

1.3.4. Attacchi terroristici sulle strutture

L'essere umano nonostante sia l'artefice di costruzioni di grande bellezza e notevole complessità è altresì l'artefice di attacchi terroristici che provocano effetti devastanti, oltre che sulla società, sulle strutture. Questo tipo di azione antropica non è, a differenza delle altre categorie citate, casuale, tuttavia non sono disponibili modelli probabilistici affidabili di previsione poiché la definizione di atto terroristico prevede la massimizzazione dei danni, dei disagi e delle perdite di una struttura e dei suoi utenti diretti ed indiretti.

Essendo gli attacchi terroristici per loro natura imprevedibili e quindi non descrivibili, in generale, mediante teorie probabilistiche ricadono nel caso di Cigni neri.

Cronologia ed informazioni concernenti i principali attacchi terroristici che hanno coinvolto delle strutture (2015):

World Trade Center – New York, 26 febbraio 1993 e 11 settembre 2001 (Fusco, 1996)

Il World Trade Center venne edificato nel 1972 e subì il suo primo attacco terroristico il 26 febbraio 1993 (otto anni prima del più tragico attacco del 11 settembre 2001 che provocò il crollo delle Twin Towers), che causò sei morti e oltre mille feriti di cui quindici dovuti all'esplosione avvenuta in seguito alla detonazione di una bomba di circa 450 kg di composto alla nitrurea unita a bombole di idrogeno (aventi

lo scopo di aumentare l'effetto distruttivo) che ha creato un cratere profondo circa 40 m e larghezza 45 m.

L'esplosione avvenuta al piano stradale del parcheggio ha provocato la distruzione ed il danneggiamento di parte delle strutture (numerose colonne hanno subito distacchi di materiali e/o crolli parziali/totali) e degli impianti (in particolare dell'impianto antincendio e dell'impianto elettrico) di sette livelli dell'autorimessa (sei dei quali interrati), oltre che dei veicoli in essi parcheggiati (De Rosa, 1996) (Laganà, 2016). Il fumo causato dall'esplosione e dall'incendio conseguente, determinarono l'impossibilità di utilizzare gli uffici di alcuni piani soprastanti il luogo dell'attentato per alcune settimane.

Tale attacco terroristico determinò il decesso di sei persone che lavoravano all'interno del complesso.

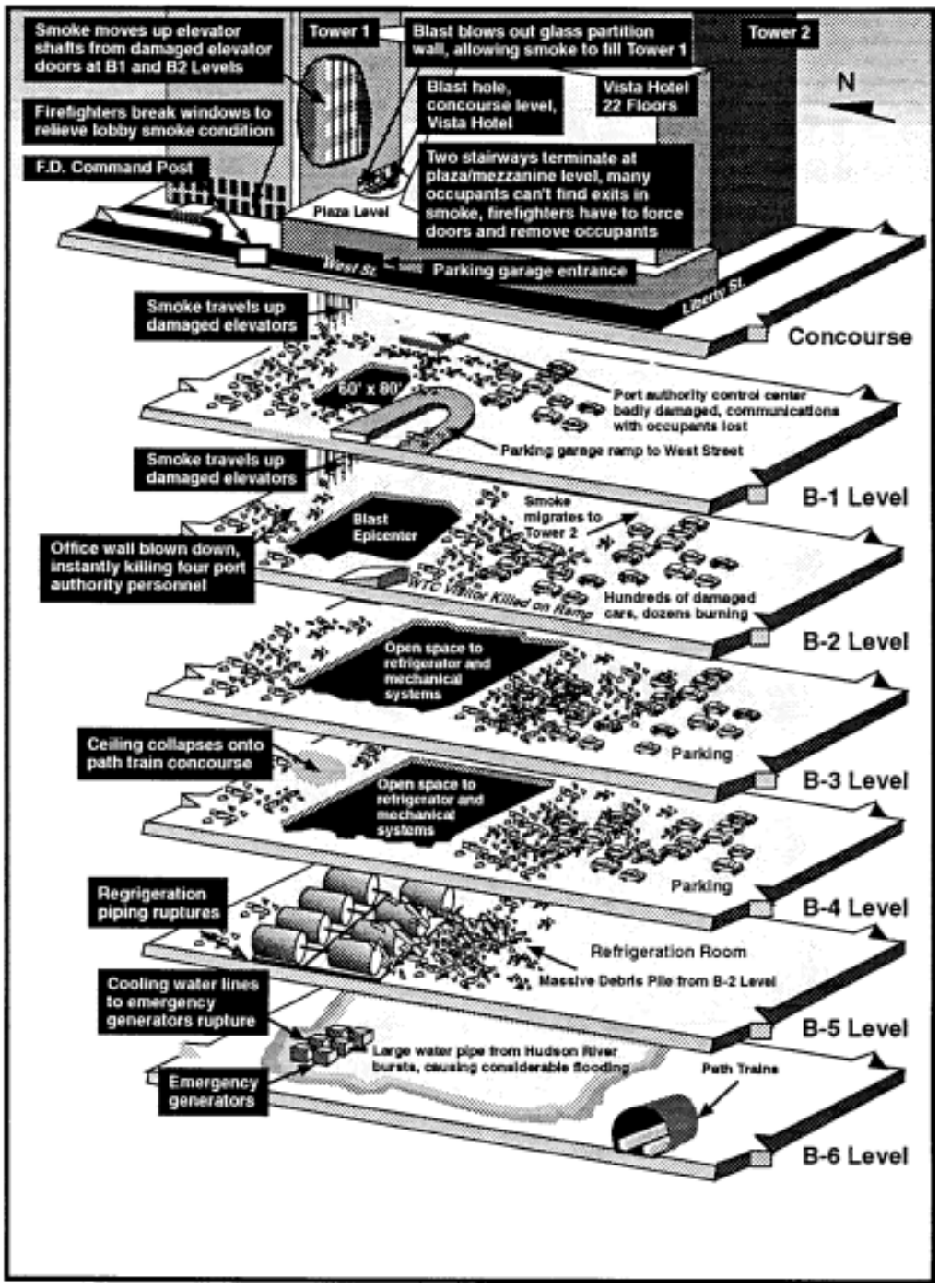


Figura 3: Indicazione grafica dei danni riportati dal complesso del World Trade Center in seguito all'attacco terroristico del 26 febbraio 1993 (Homeland Security, 1993).

Il complesso delle Twin Towers fu ripristinato per poi esser distrutto dal duplice attacco terroristico del settembre 2011, dove due aerei di linea si scontrarono contro le Torri Gemelle, causandone il collasso e la distruzione di alcuni altri edifici limitrofi.

Pentagono – Washington, 11 settembre 2001 (Giovine, 2006)

Uno dei quattro aerei dirottati fu fatto precipitare sul Pentagono che però evitò il collasso progressivo[2], poiché in fase progettuale fu eseguita una procedura di ottimizzazione strutturale affiancata al concetto di ridondanza. Ciò comportò in seguito all'attacco terroristico la distruzione o il danneggiamento grave di soli cinquanta pilastri, mentre molti furono fessurati e subirono l'espulsione del copriferro; infatti, la possibilità di percorsi di carico alternativi e l'elevata resistenza locale comportarono (De Biagi, 2014):

- Travature continue con luci ridotte ed un conseguente elevato grado di iperstaticità;
- Continuità delle armature inferiori nei nodi e consequenzialmente l'efficienza dei collegamenti;
- Staffatura dei pilastri realizzata con piccolo passo che determinò la capacità di sviluppare elevate deformazioni plastiche prime del crollo;
- Elementi orizzontali e verticali progettati ad un carico molto superiore a quello di esercizio che permise a ridistribuzione del carico in seguito al danneggiamento di elementi adiacenti, nonostante fosse amplificato dall'effetto dinamico;
- Percorsi alternativi e ridondanti di carico della trave e del telaio strutturale;
- Progettazione ai sovraccarichi;
- Capacità residua di carico significativa delle colonne in cemento armato cerchiato con spirale;
- Abilità delle pareti esterne a comportarsi come travi di collegamento per il trasferimento dei carichi.

Stazioni ferroviarie Atocha, El Pozo, Santa Eugenia – Madrid, 11 marzo 2004 e metropolitana di Londra, luglio 2015

Per quanto riguarda gli attacchi terroristici madrileni, furono posizionate otto bombe in quattro convogli ferroviari che avrebbero dovuto fermarsi in altrettante stazioni ferroviarie. Solo cinque delle otto bombe, realizzate con la dinamite, esplosero danneggiando tre delle quattro stazioni ferroviarie previste ed uccisero quasi 200 persone, ferendone quasi 2.000.

Nel luglio 2005 il sistema di trasporto pubblico metropolitano londinese subì due attacchi terroristici di tipo suicida che determinarono la morte di cinquantasei persone e circa 700 feriti; i danni strutturali furono tali da comportare la limitazione del trasporto pubblico sotterraneo per alcune settimane.

[2] Il collasso progressivo è caratterizzato dalla perdita di capacità portante di una porzione relativamente piccola della struttura, che innesca il collasso di una porzione adiacente della struttura fino ad estendersi con un effetto domino a tutta la struttura o a gran parte di essa (Catallo, 2005).

1.4. Modelli progettuali adottati per fronteggiare i cigni neri nell'ambito dell'Ingegneria strutturale

Nella struttura delle rivoluzioni scientifiche, secondo Kuhn (Kuhn, 2006), l'evoluzione delle idee e delle conoscenze in ogni campo segue un processo di crescita saltatoria non continua, né costante, basata sulle variazioni dei modelli impiegati sulla base delle anomalie osservate.

Anni (circa)	Sviluppo
1452-1519	Primi contributi forniti da Leonardo Da Vinci
1638	Galileo Galilei esamina il collasso di strutture semplice e lo pubblica nel libro "Discorsi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze"
1660	Robert Hooke presenta la legge di Hooke che è alla base dell'analisi strutturale elastica
1687	Isaac Newton pubblica il documento "Principi matematici" contenente la famosa legge del moto di Newton
1750	Leonardo Eulero e Daniel Bernouilli scoprono la teoria della trave di Eulero - Bernouilli
1700-1782	Daniel Bernouilli introduce il principio di lavoro virtuale
1707-1783	Leonardo Eulero scopre la teoria di instabilità delle colonne
1826	Claude - Louis Navier pubblica un documento dove analizza il comportamento elastico delle strutture
1873	Carlo Alberto Castigliano presenta il suo teorema per il calcolo degli spostamenti come derivate parziali dell'energia tensionale
1874	Otto Mohr formalizza l'idea delle strutture staticamente indeterminate
1922	Timoshenko corregge l'equazione della trave di Eulero - Bernouilli e presenta la teoria di Timoshenko della trave
1936	Hardy Cross scopre il metodo della distribuzione del momento, un'importante innovazione nell'analisi e nella progettazione dei telai continui
1941	Alexander Hrennikoff risolve la discretizzazione dei problemi elastici di una lastra, utilizzando la metodologia a graticcio
1942	R. Courant suddivide il dominio in sotto regioni finite
1956	J. Turner, R. W. Clough, H.C. Martin e L.J. Topp introducono il Metodo agli Elementi Finiti e pubblicano il loro lavoro che è ampiamente riconosciuto come primo trattato comprensivo del metodo.

Tabella 1: la tabella riporta la sequenza temporale che ha portato alla definzione degli strumenti ed approcci metodologici attualmente impiegati.

Storicamente sono stati adottati nella pratica ingegneristica i seguenti approcci, che però non sono risultati idonei nel trattamento dei Cigni neri:

- Metodo delle Tensioni Ammissibili o Working Stress Design;
- Progettazione agli Stati Limite
- Progettazione basata sulle prestazioni o Performance – Based Design.

Metodo delle Tensioni Ammissibili o Working Stress Design

Questo metodo è stato adottato in Italia tramite il Decreto Ministeriale 14/02/1972 e poi è stato soppiantato dalla Progettazione agli Stati Limite.

Tramite questo metodo si controlla che i valori massimi di tensione del materiale non superino i valori imposti da normativa. Il calcolo viene eseguito nell'ipotesi di studio di sezioni in calcestruzzo armato, imponendo che lo stesso risulti fessurato anche in presenza di carichi di bassa entità.

I risultati ottenuti dall'applicazione di questo modello di calcolo sono assimilabili a quelli basati sugli Stati Limite, in quanto si assumono valori tensionali massimi più contenuti, coprendo però, le incertezze legate alle semplificazioni intrinseche al modello con un'elevata riduzione delle tensioni di lavoro: di conseguenza, si sovrastimano le strutture e si attua un controllo indiretto sull'apertura delle fessure.

La verifica di una sezione con quest'approccio, si esplica nelle seguenti fasi:

1. Analisi dei carichi effettuata impiegando i valori caratteristici dei materiali;
2. Analisi strutturale di tipo lineare che porta alla definizione delle sollecitazioni;
3. Verifica della sezione mediante la valutazione delle tensioni massime ed il successivo confronto con le tensioni ammissibili.

Questo metodo, pertanto, non permette un controllo puntuale delle cause di crisi e/o malfunzionamento di una sezione, ma limitando il tasso di lavoro dei materiali consente il raggiungimento di un livello di sicurezza tendente a quello verificabile con il metodo successivamente riportato.

Progettazione agli Stati Limite

In Italia, è stato adottato tramite il Decreto Ministeriale 09/01/1996, è nato dalle carenze dell'approccio precedente e dalla conoscenza del comportamento dei materiali ai carichi in fase di esercizio e di rottura.

A differenza del metodo delle Tensioni Ammissibili, quest'approccio non impiega valori di carico caratteristici, ma questi vengono maggiorati del 45%; inoltre l'analisi strutturale che si compie può essere o meno lineare, pertanto nel momento della verifica della sezione, si determina la massima caratteristica di sollecitazione sopportabile dalla sezione (che corrisponde al raggiungimento della deformazione limite) che deve essere confrontata con la sollecitazione agente.

In particolare, considera un comportamento non lineare dei materiali ed assegna diversi fattori di carico in funzione delle combinazioni di carico analizzate. Tale procedura determina sezioni più snelle di quelle concepite in precedenza, ma non fornisce prestazioni soddisfacenti sotto i carichi di servizio a livello di manutenzione, perché possono verificarsi inflessioni e fessurazioni in esercizio insoddisfacenti sebbene l'impiego di materiali ad alte prestazioni.

Il metodo degli Stati Limite permette di concepire una struttura considerando tutti i suoi comportamenti, (in fase di esercizio ed ultimi), oltre all'aleatorietà delle grandezze in gioco in base ai criteri probabilistici di accadimento.

L'impiego di tale approccio, determina:

- L'idoneità della struttura all'utilizzo previsto in fase progettuale, senza incorrere in danni con un adeguato grado di sicurezza e con un'accettabile probabilità di verifica;
- La capacità della struttura di sopportare azioni eccezionali più gravose di quelle agenti comunemente, con idonea capacità di resistenza senza giungere al crollo;

	Metodo delle Tensioni Ammissibili	Progettazione agli Stati Limite
Carichi	Valori caratteristici	Valori di calcolo maggiorati
Risoluzione	Solo analisi lineari	Analisi lineare (con o senza ridistribuzione), analisi plastica (semplificata o con ridistribuzione)
Verifica	Controllo delle tensioni Valutazione delle caratteristiche di sollecitazione massime	--- Valutazione delle caratteristiche di sollecitazioni resistenti

Tabella 2: Confronto tra il Metodo delle Tensioni Ammissibili e Progettazione agli Stati Limite.

Gli stati limite possono essere:

- Stati Limite Ultimi (S.L.U.): corrispondono al collasso totale o parziale di tutta o parte di una struttura, che determinano pericolo per l'utenza. Corrispondono alla capacità massima di carico che può essere connesso alla formazione di un meccanismo della struttura o all'eccessiva plasticità, alla rottura per fatica o all'instabilità elastica e possono derivare da:
    - Perdita di equilibrio della struttura, o di una sua parte, considerata come un corpo rigido;
    - Rottura localizzata della sezione localizzata dovuta ad azioni statiche o per fatica;
    - Instabilità per eccessiva deformazione;
    - Deformazione elastica o plastica non ammissibile;
    - Degrado o corrosione;
    - Trasformazione della struttura, o di una sua parte, in un meccanismo labile.
- Stato Limite di Esercizio (S.L.E.): questi precludono il normale impiego della struttura, in quanto la stessa non possiede il grado di funzionalità previsto in fase progettuale; sono conseguenti a:
    - Deformazioni eccessive;
    - Fessurazioni premature o eccessive;
    - Degrado e/o corrosione dei materiali;
    - Spostamenti eccessivi che non determinano la perdita di equilibrio;
    - Vibrazioni eccessive.
- Stati Limite legati ad eventi eccezionali: in genere non sono effettuate verifiche in tali ambiti, salvo casi specifici; ciò nonostante la struttura deve essere dimensionata, verificata e realizzata in modo da evitare danni non proporzionali all'evento scatenante.

Le principali incertezze considerate implicitamente nel modello mediante i coefficienti di sicurezza, sono relativi a:

- I valori di resistenza dei materiali considerati nel calcolo, ovvero la differenza tra i valori effettivi e quelli di calcolo assunti dal progettista;
- La geometria della struttura (intesa come differenza tra sezione progettata e quella effettivamente realizzata);
- I carichi permanenti ed i sovraccarichi che difficilmente vengono mantenuti per tutta la vita della struttura;
- La differenza tra le azioni interne effettive e quelle calcolate (dovuta alla discrepanza tra il modello di calcolo e alla realtà strutturale).

L'impiego degli Stati Limite di Esercizio soddisfa le carenze dell'impiego dei soli Stati Limite Ultimi, garantendo adeguata sicurezza ai carichi ultimi ed altresì comportamento accettabile in esercizio.

Per soddisfare tali esigenze in fase di esercizio, si deve fornire adeguata rigidità alla struttura così da limitare inflessioni, deformazioni e vibrazioni della struttura, inoltre si adotta un'analisi strutturale elastica, in quanto in fase ultima potrebbero manifestarsi deformazioni anelastiche.

Progettazione basata sulle prestazioni o Performance – Based Design

Metodo progettuale nato in campo sismico, è definito dal SEAOC1 (SEAOC, 2000) come procedura che considera le azioni, inclusa la scelta del sito, lo sviluppo progettuale (concettuale, preliminare e definitivo) e la manutenzione della struttura durante la vita utile della struttura, così da garantire le capacità prestazionali anche in fase di dismissione e/o demolizione.

Analogamente, l'Eurocodice EN 1990 (CEN, 2002) si riferisce al Performance – Based Design indirettamente, dichiarando che qualsiasi struttura deve essere progettata e costruita cosicché durante la sua vita utile, con appropriato grado di affidabilità ed in maniera dispendiosa, sia in grado:

- Di sopportare le azioni e le sollecitazioni che possono esercitarsi durante la sua realizzazione ed il suo utilizzo;
- Rimangono funzionali allo scopo per cui è stata concepita.

Nella trattazione del problema della verifica della sicurezza e delle prestazioni di una costruzione si considerano due famiglie di costruzioni (Bontempi, 2006) , riportate anche in Figura 4:

- Situazione regolare dove si può sviluppare una caratterizzazione statistica delle azioni degli eventi secondo la procedura già riportata dal D.M. 15/09/2005 (ovvero le NTC2005), concernente il formalismo di verifica agli Stati Limite attraverso l'espressione di opportune combinazioni di azioni.
  Le raccolte di azioni o eventi appartenenti a questa categoria, si manifestano frequentemente, determinando conseguenze modeste, l'emissione di bassi livelli di energia, un ridotto numero di crisi strutturali ed il coinvolgimento di un numero circoscritto di persone. Sono tali da permette un'elaborazione a livello statistico, sono indicate come LCHP (Low Consequences High Probability) e sono quelle che abbiamo definito come Cigni bianchi.
- Situazioni non appartenenti alla famiglia precedente, ma ad esse duali, sono legate all'impiego o all'interazione delle costruzioni con l'Uomo che non possono essere quantificate, cioè i Cigni neri. Tali eventi sono caratterizzati dalla liberazione di una grande quantità di energia, dal raggiungimento, della condizione di crisi da parte di molti elementi strutturali e dell'implicazione di un ampio numero di persone. Si definiscono tali azioni come eventi LPHC (Low Probability High Consequence).

Eventi	LCHP	LPHC
Rilascio di energia	Basso	Alto
Numero di rotture	Basso	Alto
Numero di persone coinvolte	Basso	Alto
Comportamento strutturale	Lineare	Non lineare
Interazioni	Ridotte, rilassate	Strette
Incertezza	Basso	Elevata
Scomponibilità dell'evento	Alta	Bassa
Prevedibilità dell'evento	Alta	Bassa

Tabella 3: Caratteristiche principali degli eventi LCHP e degli eventi LPHC (Bontempi, et al., 2016).

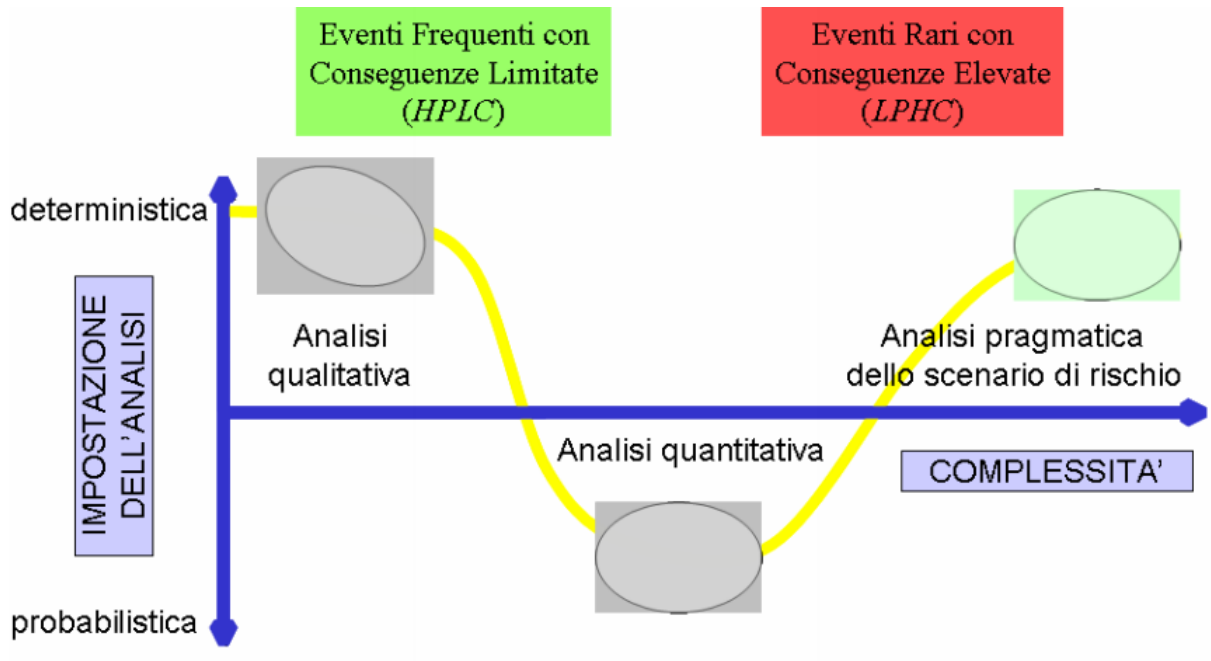


Figura 4: Differenze di impostazione delle verifiche di sicurezza (approccio deterministico / approccio probabilistico) al crescere della complessità del problema strutturale (Bontempi, 2006).

La procedura di progettazione delle strutture inizia con l'analisi delle azioni potenzialmente agenti sull'opera (cioè le LCHP), (De Biagi, 2014) che combinate per dati materiali e dimensioni delle sezioni strutturali, permettono la definizione della resistenza richiesta alla struttura.

Oltre alle azioni agenti solitamente agenti sulla struttura (cioè le LCHP) vi sono azioni che agiscono raramente, ma con grandi conseguenze. In Figura 5 sono rappresentate le conseguenze e la frequenza di accadimento delle azioni, quest'ultima espressa in scala logaritmica per un periodo di vita utile di una struttura di 50 anni.

Si osserva come eventi con frequenza su base giornaliera – annua, e quindi alta probabilità di accadimento implichino conseguenze ridotte. Azioni che si verificano con frequenza minore, ma comunque diverse volte durante la vita utile della struttura possono comportare il superamento delle condizioni di servizio per raggiungimento di un'azione ultima.

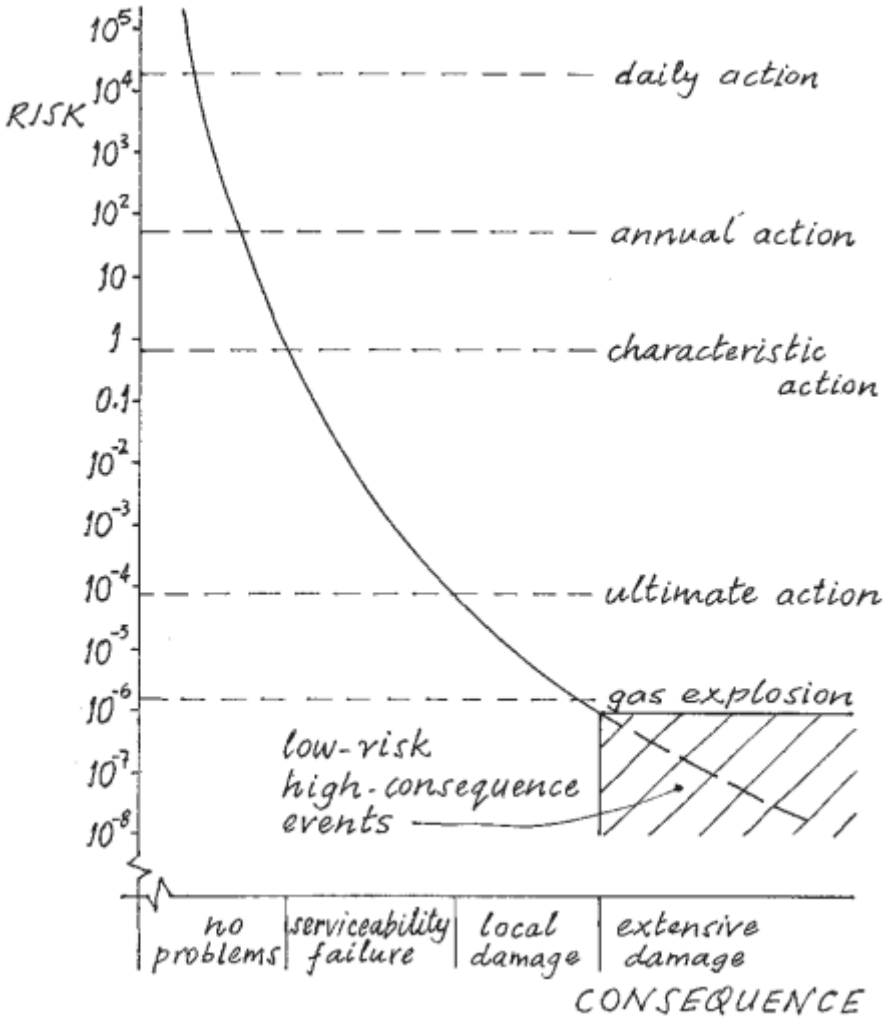


Figura 5: Confronto tra rischi e conseguenze (Alexander, 2004).

Il caso di un'esplosione di gas presenta una probabilità annua di accadimento (nel Regno Unito, ma tale dato può esser esteso anche sul territorio italiano) di $1{,}5 \times 10^{-6}$: l'accadimento di un evento del genere può talvolta non comportare danni a livello strutturale, ma implica sempre danni a livello locale.

Esistono poi, azioni con probabilità ancora inferiore (non superiore a $1{,}0 \times 10^{-6}$), per cui il rischio di un edificio è così piccolo che la conclusione logica è ignorare questo tipo di eventi; questa zona del grafico è definita *"low – risk high – consequence events"* ed individua eventi con basso rischio di accadimento ma che determinano conseguenze estese.

Tramite l'applicazione di quest'approccio che trascura gli eventi molto rari, l'affidabilità di ogni elemento appartenente alla struttura è calcolata come differenza tra la capacità dell'elemento e l'azione agente su di esso.

In base al valore dell'affidabilità ottenuto, una struttura si definisce sicura per un valore positivo dell'affidabilità; in caso contrario, la struttura è insicura: limitare la probabilità di ricadere in una condizione insicura è lo scopo del metodo probabilistico.

Il Performance Based Design, nato per rispondere alla progettazione ed alla realizzazione in chiave antisismica degli edifici, prevede cinque categorie o classi in cui una struttura può trovarsi dopo un evento sismico indipendentemente dall'entità dello stesso. Le classi sono quelle di: completa operatività, operatività, riparabilità, salvaguardia della vita umana e collasso (Figura 6).

In base all'entità del sistema e dei danni da esso causati, è possibile definire un livello di operatività. Il Performance Based Design non è una tecnica di dimensionamento, progetto o verifica, ma è un approccio prestazionale che modifica gli obiettivi iniziali del progettista.

Questo approccio è stato ideato non per progettare le strutture passivamente resistenti a terremoti di grande intensità, ma per verificare le prestazioni di un edificio che debba subire azioni sismiche di magnitudo variabile, in modo che esso conservi un'operatività totale o almeno parziale. Il progettista, deve pertanto tener conto delle modalità con cui il danneggiamento della struttura deve progressivamente evolvere (Muscio, 2010).

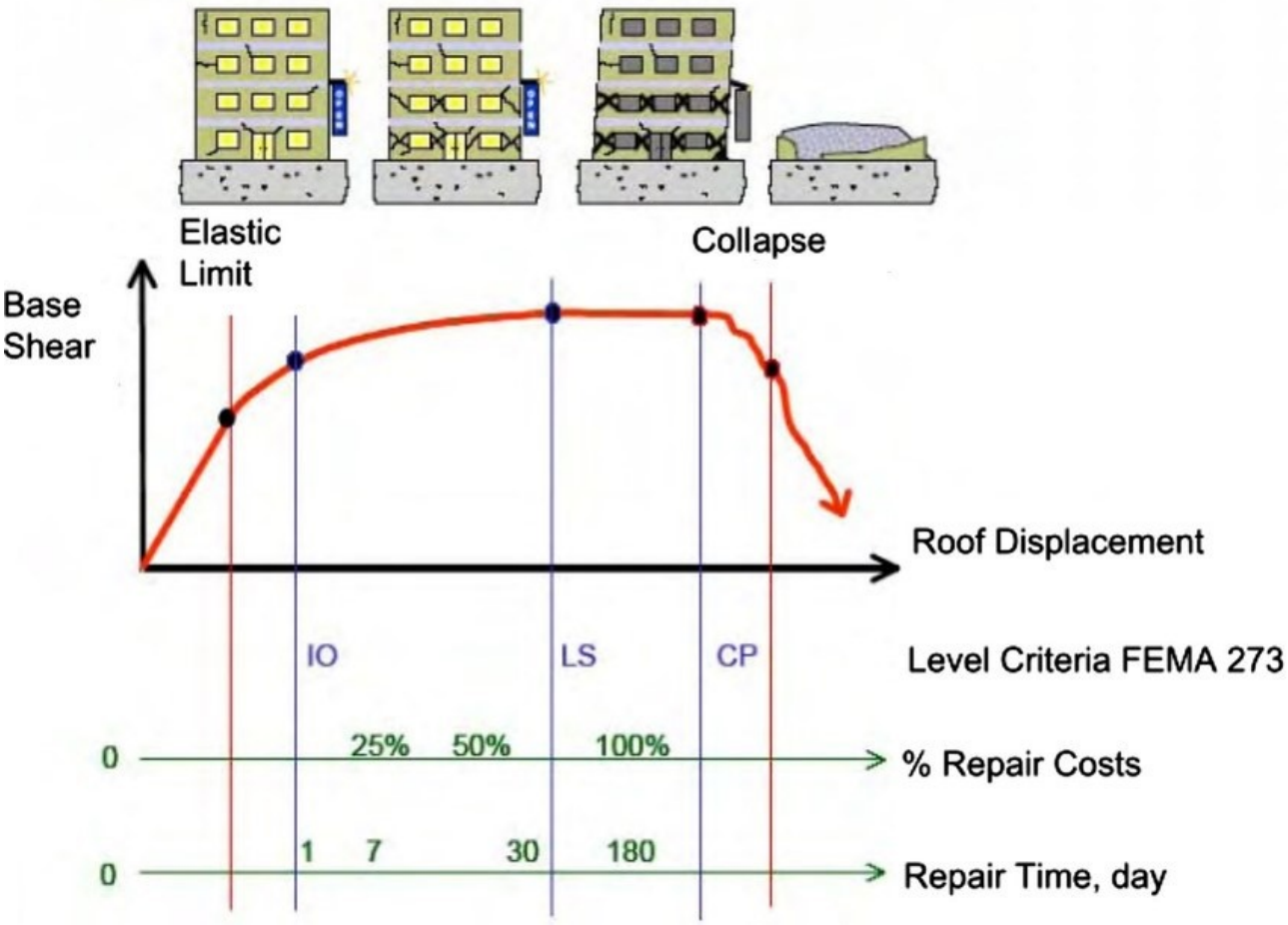


Figura 6: Illustrazione del Performance Based Design (Hakim, et al., 2014).

In seguito alla formulazione, nel 2002, da parte di Abrams (Abrams, 2002) del Consequence – Based Design si può tentare un nuovo approccio al problema dei Cigni neri e grigi in ambito strutturale.

Il Consequence – Based Design non si basa, a differenza del Reliability – Based Design sull'affidabilità, è bensì un paradigma, nella sua formulazione iniziale, ideato per ridurre le conseguenze e le perdite dovute alla pericolosità sismica.

1.4.1. Reliability – Based Design

L'obiettivo finale della progettazione strutturale è descrivibile come un insieme di funzioni predefinite che la struttura deve appagare in modo soddisfacente e, quando possibile, con minimo costo comprendente sia il costo di costruzione iniziale e sia la perdita prevista durante la vita utile preventivato. In tale ottica si inserisce il Reliability – Based Method che coniuga tali necessità antitetiche.

L'approccio deterministico precedentemente esposto, basato sui coefficienti di sicurezza, non sempre ha fornito risultati soddisfacenti perché può determinare un appesantimento strutturale sproporzionato oppure un livello di sicurezza non soddisfacente. Il Reliability – Based Method richiede,

invece, un compromesso tra la progettazione della struttura ed il suo grado di affidabilità[3] che non può scendere al di sotto di un valore minimo, procede pertanto, all'ottimizzazione delle risorse nell'ottica di garantire un livello di sicurezza adeguato e soddisfacente durante la vita utile della struttura.

In considerazione della natura casuale dei carichi, delle incertezze legate all'analisi strutturali ed alle caratteristiche dei materiali, vi è la necessità che l'ottimizzazione strutturale sia basata sul concetto di affidabilità.

Nel Reliability – Based Method, la selezione degli stati limite e dei corrispettivi target di affidabilità rappresentano il punto cardine della metodologia. Gli stati limite considerati possono essere valutati a livello locale (per lo studio del comportamento di un singolo elemento) oppure globalmente indipendentemente dallo stato limite considerato. In generale, un livello di rischio ridotto e pertanto, un valore di affidabilità superiore, è legato ad uno Stato Limite Ultimo, mentre un livello di rischio moderato può essere accettabile per uno Stato Limite di Esercizio.

Si rammenta che le informazioni su cui si basano i modelli di analisi di affidabilità sono fondati su dati incompleti. L'affidabilità stimata, pertanto, deve essere considerata come una misura nominale e non come numero assoluto, a meno che tale valutazione sia stata eseguita per un certo numero di strutture aventi il medesimo livello di informazione e lo stesso modello matematico (Sørensen, 2004).

L'affidabilità stimata intesa come misura di sicurezza di una struttura può essere impiegata in un processo decisionale quale la fase progettuale.

Per essere in grado di stimare l'affidabilità utilizzando concetti probabilistici è necessaria l'introduzione di variabili aleatorie e/o processi stocastici ed introdurre il comportamento non a collasso o a collasso della struttura in esame.

Le fasi principali della procedura dell'analisi di affidabilità sono:

1. Selezionare il livello di affidabilità target da raggiungere;
2. Identificare le modalità di collasso della struttura (tra snervamento, instabilità locale e globale, fatica e deformazioni eccessive) tra gli Stati Limite Ultimi, gli Stati Limite di Esercizio e gli Stati Limite condizionali[4];
3. Suddividere le modalità di guasto in sistemi di elementi singoli posti in serie o parallelo, solo nel caso in cui le modalità di collasso coinvolgono più elementi;
4. Formulare le funzioni di collasso (cioè le funzioni di stato limite) corrispondenti ad ogni componente coinvolto nei modi di collasso;
5. Individuare le variabili casuali ed i parametri deterministici nelle funzioni di collasso, specificando i tipi di distribuzione ed i parametri statistici per le variabili stocastiche e le relazioni intercorrenti tra loro;
6. Valutare l'affidabilità di ogni singola modalità di fallimento strutturale;
7. Nel processo progettuale variare il disegno se l'affidabilità ottenibile non soddisfa il livello di affidabilità target definita al punto 1.;
8. Stimare il risultato dell'analisi di affidabilità eseguendo l'analisi di sensibilità (che ha lo scopo di esaminare la variazione del risultato al modificarsi di una delle ipotesi sottostanti il progetto, lasciando inalterate le altre).

[3] Si ricorda che l'affidabilità è la probabilità che un componente o l'intero sistema, possa svolgere la funzione per il quale è stato concepito senza subire cedimenti o collassi per un determinato intervallo temporale, secondo le condizioni operative previste (Yao, et al., 2011)

[4] Questa tipologia di stato limite si presenta quando una porzione della struttura non è stata in grado di sopportare un carico in seguito ad un'azione accidentale o ad un incendio, così da determinare la formazione di un cinematismo strutturale, il superamento delle caratteristiche del materiale e/o instabilità elastica, è un particolare tipo di Stato Limite Ultimo.

L'incertezza alla base della valutazione di qualsiasi grandezza o parametro necessario per caratterizzare il comportamento della struttura, è modellata da variabili casuali e può essere distinta in diversi gruppi (in questa distinzione non rientrano gli errori grossolani o umani, che sono definiti come deviazione di un evento/processo dalla pratica ingegneristica accettabile):

- Incertezza fisica: è legata alla casualità naturale di una quantità es. incertezza della tensione di snervamento a causa della variabilità di produzione;
- Incertezza statistica: dovuta alla dimensione limitata dei campioni delle quantità osservate;
- Incertezza di misura: è causata da misurazioni imperfette come ad esempio la misurazione geometrica;
- Incertezza del modello: è dovuta all'incertezza relativa alla conoscenza lacunosa o dalle idealizzazioni dei modelli matematici usati o incertezze relative alla scelta dei tipi di distribuzione delle probabilità per le variabili casuali.

Generalmente i metodi per stimare l'affidabilità di una struttura sono individuati su quattro livelli in funzione del grado di approfondimento della valutazione:

- Livello I: i parametri incerti sono configurati in base al valore caratteristico a cui viene, ad esempio, applicato un fattore correttivo definito da un codice;
- Livello II: i parametri incerti sono valutati tramite valore medio e deviazione standard e dai coefficienti di correlazione intercorrenti tra variabili casuali (assunte, implicitamente, distribuite normalmente). Il Reliability – Based Method ricade in questo caso;
- Livello III: le grandezze incerte sono modellate dalle funzioni di distribuzione comuni. La probabilità di collasso è individuato come una misura dell'affidabilità;
- Livello IV: considera le conseguenze (costi) di collasso, mentre l'affidabilità espressa tramite il rischio è data dal prodotto della conseguenza per la probabilità di collasso. Questo tipo di analisi permette di effettuare in sede progettuale un confronto costi – benefici tra diverse proposte progettuali al fine di scegliere la più soddisfacente.

I metodi di livello vengono calibrati dai livelli superiori.

Solitamente, in questo campo, si adottano metodi di livello II e III per la stima dell'affidabilità; a tal fine si possono adottare diverse tecniche:

- Tecniche di simulazione: prevedono la generazione di campioni delle variabili stocastiche ed il relativo numero di campioni corrispondente al collasso è usato per la stima della probabilità di collasso. Le tecniche di simulazione sono diverse tra loro per le modalità di generazione dei campioni;
- Tecniche FORM (First Order Reliability Method): le funzioni di stato limite di collasso sono linearizzate e l'affidabilità è valutata con livelli II o III;
- Tecniche SORM (Second Order Reliability Method): si determina una funzione di collasso tramite approssimazione quadratica e la probabilità di collasso per la superficie di collasso quadratica è stimata.

1.4.2. Consequence – Based Design

Gli edifici che stiamo ideando oggi sono quelli che utilizzeremo nei prossimi 50 – 70 anni, pertanto le modalità con cui sono stati ideati, costruiti e verrà effettuata la manutenzione, influenzeranno la sostenibilità e la salute delle città e dei loro residenti per tutto il periodo di vita utile.

Considerando l’impatto impressionante dei Cigni neri, è doveroso nella pratica strutturale osservare come vi sia una lacuna nella previsione degli stessi. La progettazione strutturale per rischi naturali ed artificiali (accidentali o intenzionali) è definita mediante due componenti: l’evento di pericolo (è l’aspetto probabilistico) e le conseguenze prodotte dal verificarsi della suddetta occorrenza.

Le lacune nella previsione degli eventi e della stima della loro probabilità di accadimento rende pressoché impossibile progettare le strutture per specifici carichi anomali; pertanto è stata riscontrata la necessità di un codice o di una guida normativa che permettesse di contenere le conseguenze avverse sul sistema per eventi inattesi, come i Cigni neri.

Per sopperire alla mancanza di informazioni circa i Cigni neri, ma ottimizzare la robustezza e l’integrità strutturale, è stata ideata una metodologia orientata allo sfruttamento della resilienza del sistema. Si sposta così l’attenzione dagli scenari di carico particolari, alle conseguenze che questi determinano ed alla risposta del sistema, valutata in termini di capacità. Ciò non implica aumentare i coefficienti di sicurezza previsti dai codici, nonostante possa essere una soluzione fattibile, ma bensì studiare delle strategie per sfruttare la conoscenza del comportamento strutturale e con essa la resilienza e la robustezza degli elementi strutturali.

La Consequence – Based Design è un paradigma nato, pertanto, per la riduzione del rischio sismico in regioni o sistemi, che incorpora l’identificazione dell’incertezza in tutte le componenti del modello di rischio sismico e quantifica il rischio dei sistemi sociali e loro sottosistemi, necessario per prendere decisioni politiche ed altresì permette di sviluppare in ultima analisi, strategie per la riduzione del rischio (Abrams, et al., 2002).

Il Consequence – Based Method così come ideato non ha bisogno della probabilità di accadimento di un evento o dell’avvenimento di tale fatto, ciò lo rende idoneo per i Cigni neri, oltre che per gli eventi di cui si dispone di riscontro statistico, ma per i quali la progettazione agli eventi estremi è proibitiva.

Il Consequence – Based Method nella sua concezione inziale, valuta il probabile rischio sismico, sintetizza i danni che si potrebbero avere e riduce al minimo le conseguenze dell’evento sismico attraverso interventi mirati.

Oltre all’ambito sismico il Consequence – Based Method è stato applicato in diversi contesti: Porter ha valutato nel 2003 le conseguenze strutturali in termini di costi di ripristino, tempi di fermo e vittime (Porter, 2003), nel 2007 Bos ha impiegato tale approccio durante la progettazione con materiali fragili (Bos, 2007), classificando gli elementi della struttura in classi di conseguenza in base alla loro funzione all’interno della struttura e considerando la funzione e l’accessibilità della stessa (Anwar, et al., 2015).

Nell’applicazione del Consequence – Based Method si procede attraverso l’analisi delle conseguenze previste dal sistema, indipendentemente dalla causa provocante tali conseguenze.

L’aumento del grado di indeterminazione statica non è correlato a qualsiasi misura del livello di sicurezza del sistema. Gorman (Gorman, 1984) riportò alcuni esempi dove l’affidabilità dei sistemi strutturali diminuiva all’aumentare del grado di indeterminatezza statica, analogamente studi di Frangopol e Curley (Frangopol, et al., 1987)hanno confermato tali osservazioni tramite l’esame di un grande numero di connessioni deboli tra elementi che si è visto che non aggiungono una vera ridondanza alla struttura.

Nafday (Nafday, 2008) ha formulato una metrica basata sui dati disponibili sulla matrice di rigidezza strutturale, che è in grado di fornire informazioni sulla configurazione, dimensione degli elementi costituenti, proprietà dei materiali, tipi di connessioni strutturali, etc.

Data la grande quantità di modi in cui è influenzata l’integrità costruttiva, ossia dalla configurazione, dalle dimensioni degli elementi, dalle caratteristiche e proprietà dei materiali, dai tipi di

connessione, dai carichi applicati, etc., l'integrità strutturale è identificata mediante la matrice di rigidezza **K**. Questa è facilmente determinabile per tutte le costruzioni ed è necessaria per quantificare le conseguenze del collasso in termini strutturali. Si rammenta come la singolarità della matrice di rigidezza **K** rappresenta il caso di perdita di integrità strutturale.

Procedendo in questo modo è possibile spiegare i contribuiti di connettività topologica, la geometria dei componenti, la loro importanza e/o criticità nei percorsi di carico alternativi, nonché il comportamento del materiale e del carico applicato al sistema in condizioni indeformate.

Per una data matrice di rigidezza **K**, la minima distanza tra l'insieme delle matrici singolari e la matrice di dimensione $(n \times n)$ vale:

$$\delta_s = \frac{1}{\kappa(\boldsymbol{K})} \tag{1. 5}$$

Questo valore è il reciproco del numero di condizionamento della matrice di rigidezza[5], che varia tra 1 (per le matrici ortogonali) ed infinito (per matrici singolari), anche se in genere, varia tra 0 e 1 ed indica il grado di stabilità indipendentemente dalle condizioni di carico.

L'integrità del sistema misurata tramite (1. 5) è applicabile a tutte le strutture, a prescindere dal fatto che risultino o meno danneggiate e/o fessurate.

Il Consequence – Based Method entra nella procedura di progetto attraverso i fattori di conseguenza. I fattori di conseguenza (che hanno valori compresi tra 0 e 1 e sono applicati lato resistenza). Questi sono impiegati per determinare il grado di partecipazione dell'elemento strutturale alla reazione avversa agente sul sistema, in quanto la sicurezza dell'opera è funzione della sicurezza e della risposta dei singoli elementi contro i cedimenti locali e globali, oltre che, delle variazioni della matrice di rigidezza dovute alla rimozione di uno o più elementi strutturali.

Sia K'_N la matrice di rigidezza normalizzata dopo la rimozione dell'i-esimo membro del sistema. In generale, il determinante della matrice di rigidezza normalizzata fornisce il volume del parallelepipedo geometrico definito dalla colonna dei vettori della matrice di rigidezza, ottenuta dividendo la matrice di rigidezza **K** per la i-esima da $\left(\sum_{j=1}^{n} k_{ij}^2\right)^{\frac{1}{2}}$, cioè la matrice è normalizzata. Pertanto, il fattore di conseguenza Γ_f^i per l'i-esimo elemento è definito come:

$$\Gamma_f^i = \frac{|K'_N|}{|K_N|} \tag{1. 6}$$

Dove al denominatore è presente il volume della forma geometrica misurata approssimativamente dai vettori della matrice $\boldsymbol{K_N}$ in condizioni indeformate, mentre K'_N è il volume analogo valutato in condizioni deformate, cioè dopo l'eliminazione dell'i-esimo elemento.

I fattori di conseguenza sono usati nelle procedure progettuali classiche come coefficienti di sicurezza parziale addizionale nelle equazioni lato resistenza; l'equazione di progetto risultante per sistema orientato vale:

$$\phi^i \Gamma_f^i C_n^i \geq \sum \gamma_j A_j^i \tag{1. 7}$$

Dove $\sum \gamma_j A_j^i$ è la combinazione di carico definita dai codici progettuali, ϕ^i è il fattore di resistenza per il materiale dell'i-esimo elemento e C_n^i è la resistenza nominale dell'i-esimo elemento.

[5] Con il termine numero di condizionamento, si intende il numero di interazioni necessarie al metodo di interazione per giungere ad una soluzione rispettando una prefissata tolleranza (Putti, 2014).

L’espressione (1.7) identifica nel membro a sinistra la resistenza moltiplicata per il fattore di resistenza, mentre a destra vi è la combinazione di carico sollecitamente definita da normativa, quindi si effettua un confronto resistenze – sollecitazioni, che per esser soddisfatto deve garantire la superiorità della prima sulla seconda.

La domanda statistica orienta la progettazione degli elementi inizialmente solo a quelli principali, mentre il Consequence – Based Method implementa, l’elaborazione secondaria impiegando il fattore di conseguenza degli elementi come un fattore parziale addizionale nelle equazioni necessarie per la progettazione degli elementi, quindi lato resistenza (Nafday, 2011).

La progettazione sulla base dei Cigni neri è un’elaborazione tecnica secondaria perché a livello primario la struttura è progettata in base alla prescrizioni normative vigenti, fondate a loro volta sulla valutazione statistica dei carichi agenti sui singoli elementi che fornisce adeguata connessione tra gli stessi, oltre che continuità, ridondanza e duttilità, secondo quanto affermato dall’ASCE-07 e dall’ACI 318-2002 (ASCE 7-05, 2006) (ACI 318-08, 2008).

La considerazione delle conseguenze congiunta alla progettazione degli elementi principali, favorisce l’attenuazione dell’impatto dovuto all’impiego improprio dell’edificio o agli errori progettuali e costruttivi.

Prima di eseguire qualsiasi calcolo deve essere definito il sistema (inteso come somma di attività geofisiche, di trasporto e socio-economiche su cui l’evento imprevisto potrebbe agire). Quindi si procede con la valutazione delle conseguenze.

Note le conseguenze derivanti da un generico evento non specificato si realizza un albero decisionale in quattro fasi (Figura 7), che serve per determinare se:

- Le conseguenze stimate (possono essere stimate per diverse strategie di intervento sul sistema mediante dei parametri di input che descrivono l’impulso o l’ambiente costruito (Abrams, 2002)) sono accettabili;
- Le conseguenze definite accettabili devono essere ridefinite;
- I parametri di modellazione devono essere perfezionati;
- Devono essere considerati ulteriori interventi di sistema.

Qualora non risultino necessari ulteriori interventi, i parametri che definiscono il pericolo e l’ambiente costruito possono essere raffinati per ridurre le perdite previste (valutate inizialmente con un’analisi di tipo conservativo).

L’idea alla base del Consequence – Based Method è quello di controllare le conseguenze di un collasso, parziale o globale che esso sia, preso come dato, al fine di minimizzare il rischio associato ad un cedimento strutturale. Procedendo in tale modo si limitano le conseguenze e la struttura mantiene un certo grado di resistenza residua alle azioni per un certo periodo di tempo dopo l’evento sfavorevole.

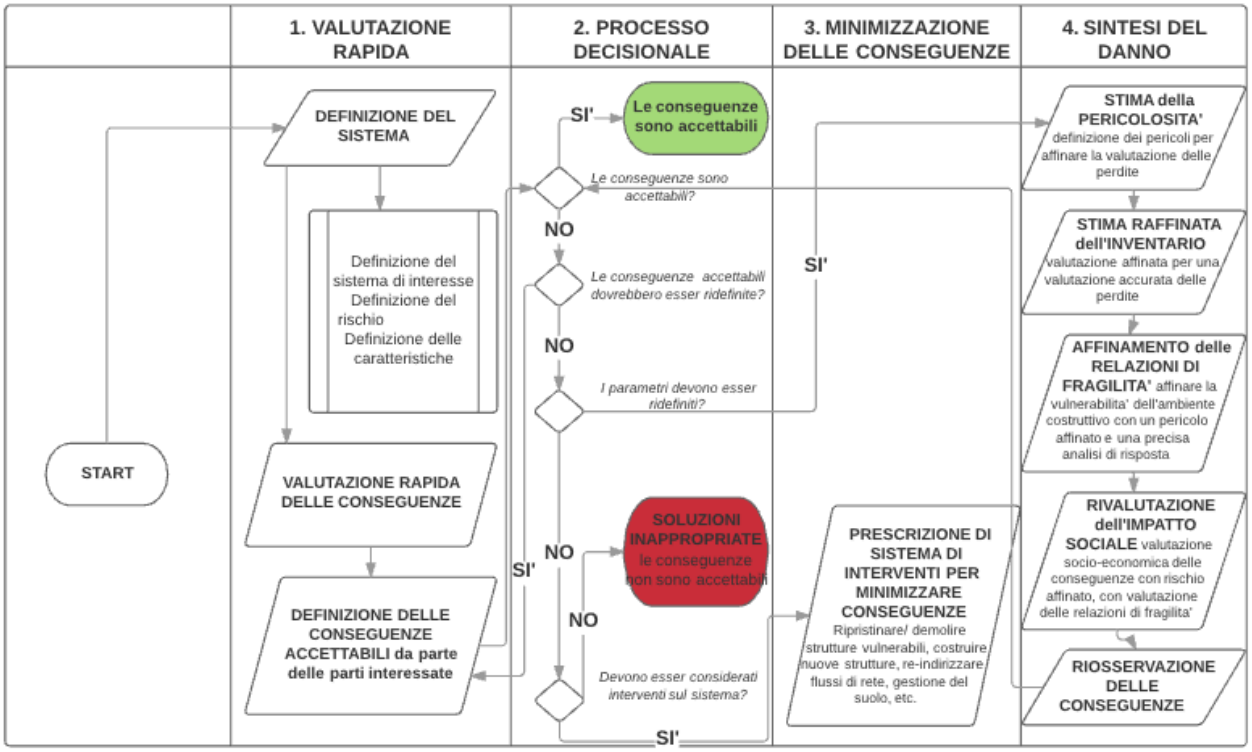


Figura 7: Diagramma di flusso per il Consequence – Based Method (Abrams, et al., 2002)

1.5. La robustezza strutturale

Il collasso avvenuto nel complesso del Ronan Point Apartment in seguito all'esplosione per una fuga di gas ha evidenziato la mancanza del concetto di robustezza in ambito normativo, conseguentemente sono state fornite diverse definizioni di robustezza, che ne hanno determinato la sua evoluzione.

Nel 1991 si indicava con il termine robustezza la capacità del sistema strutturale di essere insensibile agli effetti che sono stati trascurati in fase progettuale (Slotine, et al., 1991), mentre solo qualche anno dopo, con il medesimo termine indicava un insieme di soluzioni tali che determinassero la migliore risposta nel caso in cui si verificasse l'evento peggiore (Kouvelis, et al., 1997).

Negli anni successivi c'è stata una rapida escalation nella ridefinizione della robustezza, anche a livello normativo, infatti nel 1998 è stata definita quale abilità di un'opera di non subire danni, qualora la stessa si soggetta ad incendi, esplosioni, urti o si verifichino errori umani non proporzionali alla causa scatenante (ISO 1998, et al., 1998), a questa definizione, nel 2014, venne fatta un'integrazione da Gkoumas, in cui la robustezza deve essere intesa come parametro intrinseco di una costruzione, inerente all'organizzazione strutturale.

Particolare attenzione, invece, fu posta nel 2006, quando la normativa europea sottolineò come un collasso parziale conseguente ad azioni accidentale, sia accettabile, a patto che la stabilità globale sia garantita al fine di adottare le misure di emergenza.

Una valutazione corretta e completa della robustezza di un'opera deve basarsi su diversi parametri strutturali (Alexander, 2004):

- Resistenza del telaio nel suo complesso, degli elementi individuali e dei collegamenti;
- Duttilità intesa come l'abilità di deformazione, mantenendo un valore previsto di resistenza propria soprattutto delle connessioni;
- Assorbimento dell'energia, combinazione di resistenza e duttilità tali da arrestare il collasso di un elemento strutturale che possa portare al collasso progressivo;
- Presenza di percorsi di carico alternativi o ridondanza;
- Distribuzione della capacità, in particolare per quanto riguarda la stabilità laterale;
- Resistenza al fuoco;
- Resistenza alla corrosione.

1.5.1. Il Viadotto Polcevera o Ponte Morandi

Mediante l'appalto – concorso bandito nel 1959, la Società Italiana per Condotte d'Acqua si premurava di collegare l'Autostrada Savona – Genova all'Autostrada Genova – Valle del Po, tramite un viadotto in grado di attraversare la Valle del Polcevera. La Società Condotte manifestò, in fase di concorso, la necessità che l'opera non inficiasse sull'operato delle attività presenti al suolo (tra cui due parchi ferroviari, numerose attività industriali e residenziali ed il fiume Polcevera).

Il viadotto dal momento della sua progettazione, rappresenta un'infrastruttura strategica per il collegamento tra l'Italia e la Francia e consente il collegamento tra il porto – container di Volti – Pra', l'aeroporto genovese e le aree industriali limitrofe al capoluogo ligure. Il passaggio dei veicoli è interdetto sul Viadotto Polcevera dal 14 agosto 2018, quando avvenne il crollo di parte della struttura.

In base al contesto di inserimento descritto, l'Ingegnere Morandi realizzò il progetto di un ponte strallato di nuova concezione, basato su uno schema a cavalletto bilanciato e stralli omogeneizzati realizzati in cemento armato precompresso.

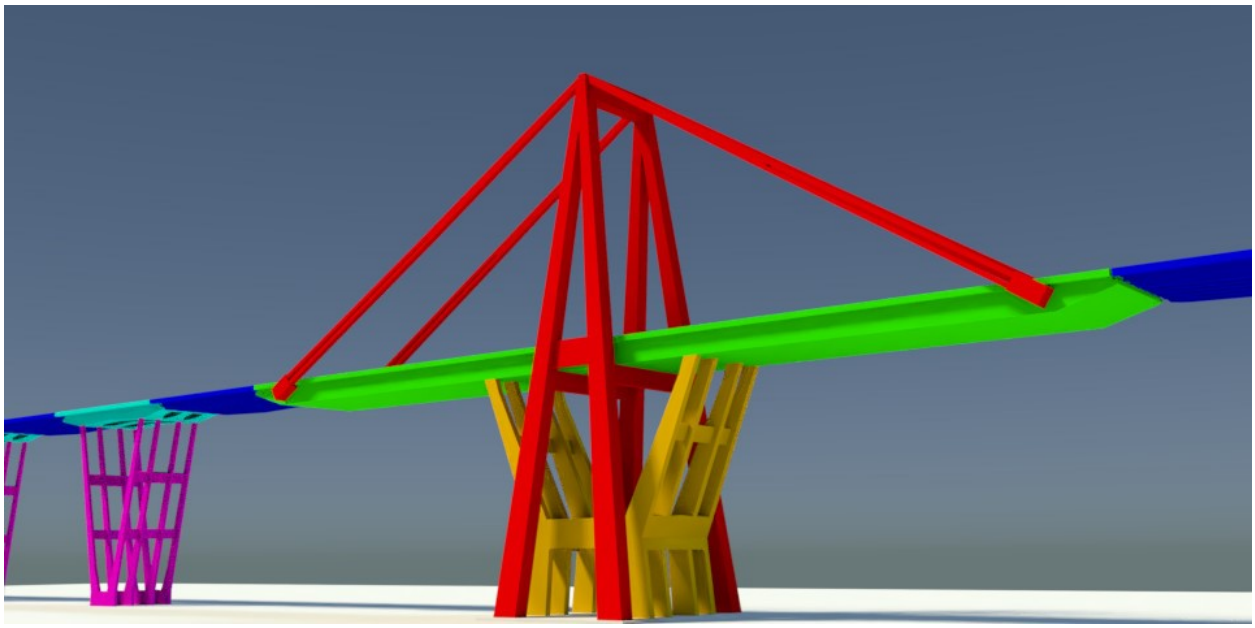


Figura 8: Elementi strutturali del Viadotto Polcevera. Si osservi che in rosso sono indicate le antenne e gli stralli, in giallo i sostegni centrali del cavalletto bilanciato strallato, in verde l'impalcato stradale realizzato mediante travi a cassone, in viola le pile, in azzurro e blu l'impalcato in base alle condizioni di vincolo (Via18).

La progettazione della struttura è stata suddivisa nelle seguenti parti (Morandi, 1967):

1. Un viadotto principale;
2. Una pista di raccordo da Serravalle a Savona ed un'analoga in direzione opposta;
3. Una pista di raccordo da Genova a Savona ed un'analoga in direzione opposta.

<u>Il viadotto principale</u>

Questo elemento è stato frammentato in undici luci teoriche di differente ampiezza, semplicemente appoggiate su tipologie di vincolo differenti.

Per superare le luci maggiori, furono progettati e realizzati tre cavalletti cementizi bilanciati "omogeneizzati", collegati a due coppie di stralli cadauno (Figura 8). I cavalletti si ergono su una platea di calcestruzzo armato, poggiata su palificate fondali realizzate con pali trivellati di notevole diametro e lunghezza.

Al di sopra delle suddette platee, si stagliano due sistemi statici differenti, realizzanti le tre grandi pile, che presentano asse di simmetria rispetto ad un comune piano assiale (Figura 5):

- Un cavalletto in cemento armato a V (in giallo) composto da quattro elementi paralleli a due braccia, collegati tra loro in corrispondenza della semi – altezza e del piano dell'impalcato, tramite traversi normali all'asse del viadotto. Tale elemento ha lo scopo di ampliare la zona di appoggio della trave a cassone dell'impalcato stradale.
- Un'antenna a quattro gambe di forma tronco – piramidale (costituenti i tiranti in cemento armato precompresso ed indicata in rosso in Figura 8), collegate tra loro mediante travi di collegamento longitudinali, poste in corrispondenza dell'impalcato stradale e della sommità.
  Procedendo in questo modo, è stata realizzata una struttura omogenea, in grado di sopportare le travi a cassone costituenti l'impalcato ed i relativi carichi applicati.
  Gli stralli sono stati realizzati in cemento armato precompresso, con due fasci di trefoli. Al primo fascio di trefoli è stato affidato il compito di sostenere il peso proprio dell'impalcato, mentre il secondo fascio di trefoli è responsabile del mantenimento

tensionale nel tempo. Quest'ultimo è stato realizzato al fine di omogeneizzare la sezione trasversale dello strallo, mediante l'iniezione di malta di cemento. L'operazione di omogeneizzazione ha permesso la rimozione della fessurazione in corrispondenza delle guaine, così da pervenire ai seguenti obiettivi:

- ridurre la probabilità di degrado degli elementi strutturali;
- limitare le azioni agenti in corrispondenza dei trefoli;
- moderare le rotazioni in corrispondenza dei nodi congiungenti la travata con i ritti inclinati e gli spostamenti in testa all'antenna.

L'adozione di questa tecnica costruttiva ha determinato la limitazione dei fenomeni di fatica nei trefoli e la protezione dei trefoli stessi mediante il loro annegamento nel calcestruzzo, determinandone la possibilità di ispezione limitata.

Nella Figura 8 in verde, è evidenziato l'impalcato, costituito da una travata continua cellulare con estremità a sbalzo, alla quale sono assicurati i tiranti. Fra le estremità a sbalzo di due travate bilanciate consecutive, è stata posta una trave semplicemente appoggiata (in blu), di luce pari a 36 m, realizzata in cemento armato precompresso. Tale configurazione strutturale ha evitato la trasmissione di sollecitazioni e deformazioni parassite da un sistema strutturale a quelli adiacenti.

Per le restanti campate, è stato adottato un sistema bilanciato costituito da una travata continua su quattro appoggi, avente due sbalzi alle estremità (Figura 8 – in viola – e Figura 10). Quest'ultima è stata realizzata da elementi obliqui (aventi sezione variabile) collegati tra loro in senso longitudinale e trasversale, rendendo tale elemento indipendente dal sistema travata – cavalletto. In sommità degli elementi obliqui, è posta una trave che si estende oltre le pile per circa metà della sua estensione. In corrispondenza di tali sbalzi, sono state varate delle travi prefabbricate in semplice appoggio, le cui caratteristiche sono analoghe a quelle analizzate nel caso delle grandi campate.

La costruzione delle travate del sistema bilanciato è stata condizionata dalle condizioni ambientali. In corrispondenza della porzione di impalcato annoverata tra i ritti di ciascun cavalletto, sono stati montati due speciali carrelli dotati di un sistema di ruote e rotaie, in grado di sopportare il peso del getto della sezione di impalcato realizzata (di lunghezza pari a 5.50 m). I suddetti carrelli sono stati traslati verso l'esterno in contemporanea e hanno permesso il getto, da entrambe le estremità, in condizione simmetrica rispetto al piano verticale trasversale dell'impalcato, passante per l'asse della pila.

Una volta che il getto ha solidarizzato con la struttura preesistente, in seguito all'indurimento del getto stesso, quest'ultimo è in grado di resistere alla flessione ed al taglio derivanti dalla metodologia costruttiva a sbalzo mediante trefoli in acciaio armonico (non protetti da alcun tipo di guaina) ancorati alle sezioni di estremità dei conci e posti in tensione da entrambi i lati.

Svincolato il carrello dal concio appena terminato, è stato fatto traslare per l'esecuzione di un nuovo concio, secondo la procedura appena descritta. Questo procedimento è stato eseguito per nove volte, cioè fino a giungere alla sezione di ancoraggio dei tiranti. Sono stati messi in opera dei tiranti provvisori in acciaio armonico, in posizione analoga a quella dei tiranti di esercizio, ma a differenza di questi ultimi sono stati ancorati in corrispondenza di sei nervature poste a quota dell'impalcato.

Successivamente è stato possibile posizionare i tiranti definitivi ed approntare la parziale tesatura dei cavi di precompressione del traverso. Il livello tensionale dei cavi è stato incrementato fino alla quota stabilita in fase progettuale, in seguito alla rimozione dei tiranti provvisori.

Terminata la fase di tesatura dei cavi, sono stati posizionate le guaine di protezione in cemento armato dei tiranti (operazione di omogeneizzazione del sistema), avendo l'accortezza di lasciare uno spazio libero in corrispondenza dell'impalcato, necessario per la realizzazione dell'azione di coazione delle guaine.

Sono stati allungati i cavi ausiliari fino alla testata in corrispondenza del traverso e quindi è stato realizzato il getto di completamento della guaina al fine di completare l'operazione di precompressione.

In fase realizzativa, particolare attenzione fu posta nei riguardi delle deformazioni e degli abbassamenti manifestati dalla struttura alle sue estremità. In caso di variazioni di comportamento da quello ipotizzato in fase progettuale, sono state apportate correzioni ai valori di tesatura dei tiranti. Tale procedura ha determinato che la posizione raggiunta dalle estremità delle travate risultasse analoga a quella prevista da progetto ed idonea alla condizione di esercizio del viadotto.

Durante l'esecuzione, tale sistema presentò spostamenti orizzontali non simmetrici, causati dalla presenza di sovraccarichi mobili accidentali; questi movimenti sono stati ridotti (non eliminati) in seguito alla taratura dei giunti di dilatazione.

Si osservi che il passaggio dei veicoli, visti quale sovraccarichi orizzontali, ha determinato, la decompressione parziale della guaina protettiva, senza però raggiungere compressioni positive. Alla luce di queste operazioni, il sistema complessivo risulta omogeneo e con comportamento elastico rispetto alle azioni generate dai sovraccarichi accidentali.

L'impiego di tale concezione strutturale, ha determinato uno schema sensibile in misura ridotta alle variazioni termiche in travata, mentre sensibile alle stesse nel tratto compreso tra i pilastri che costituiscono gli appoggi centrali.

Pista di raccordo Serravalle – Savona e Savona – Serravalle

L'impalcato risulta essere costituito da una travata continua, avente sezione trasversale composta da due travi a cassone affiancate ed irrigidite da una sistema di traversi ed una soletta in estradosso (Figura 11).

In direzione Savona – Serravalle il tracciato è caratterizzato da una curva circolare con andamento elicoidale, che consente il sovrappasso contemporaneo delle autostrade A7 ed A10. Tale tratto è stato realizzato mediante una travata continua suddivisa in sette luci, sorretta da elementi verticali realizzati mediante due ritti di sezione rettangolare affiancati.

I ritti hanno lo scopo di garantire la stabilità qualora l'impalcato trasmetta loro delle sollecitazioni di presso – flessione, generate sull'impalcato stesso o trasmesse dal vento.

Pista di raccordo Genova – Savona e Savona – Genova

In questo caso, l'impalcato è stato concepito e realizzato mediante una soletta nervata continua in cemento armato poggiante su telai trasversali. In particolare, il tratto di innesto autostradale da Savona verso Genova, è caratterizzato dall'attraversamento su tre livelli differenti, pertanto è stato realizzato in buona parte su strutture pensili.

L'intera struttura è stata poggiata su un sistema di palificate in calcestruzzo armato, di tipo trivellato, aventi caratteristiche geometriche diverse. Ogni palificata dispone in testa di una struttura realizzata nel medesimo materiale, avente il compito di garantire la ripartizione dei carichi ai pali, così da non gravare sulle possibili deformazioni dell'opera.

L'idea strutturale su cui è stato basato il progetto, è stata quella di equilibrare le componenti orizzontali dei tiri negli stralli attraverso l'impalcato, ottenendo come ulteriore effetto benefico, la compressione dello stesso.

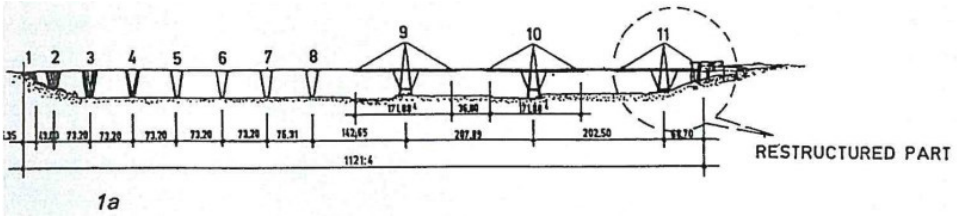


Figura 9: Prospetto Viadotto Polcevera o Viadotto Morandi o delle Condotte (Cabrera, et al., 1993).

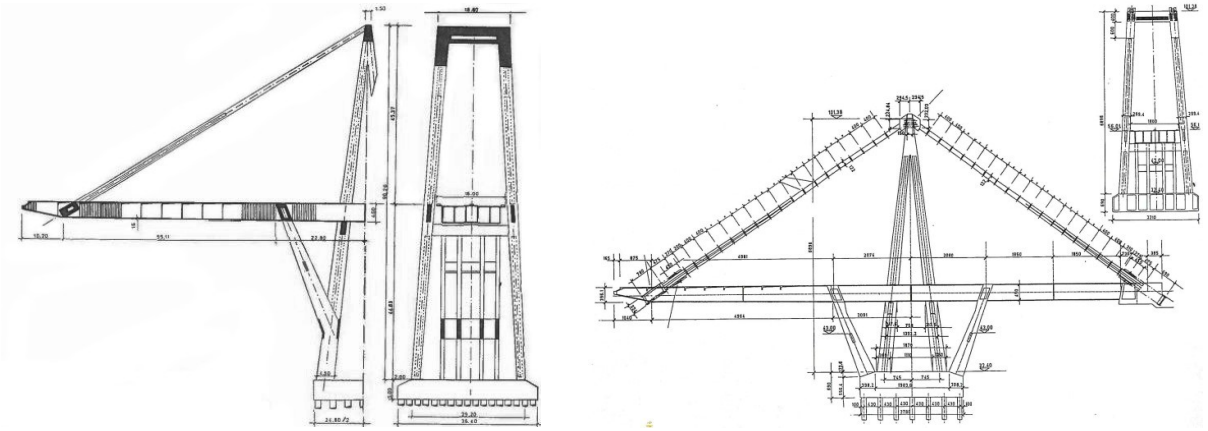


Figura 10: Sezione longitudinale e trasversale delle pile n. 9 e 10 (sulla sinistra) e sezione longitudinale e trasversale della pila n. 11 dopo il risanamento (sulla destra) (Cabrera, et al., 1993).

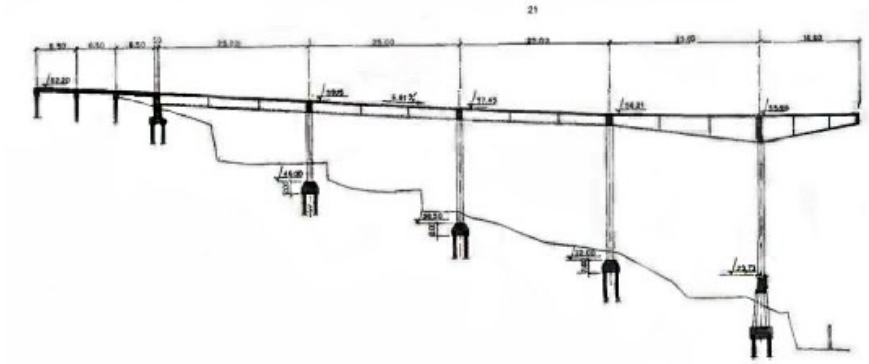


Figura 11: Sezione longitudinale del viadotto di raccordo Savona - Serravalle.

Durante le operazioni di indagini e di manutenzione, all’inizio degli anni ’90, si riscontrò un diffuso degrado sugli stralli dei sistemi bilanciati ed altresì un degrado puntuale in corrispondenza dell’attacco degli stralli con la traversa posta in sommità all’antenna, in corrispondenza della pila n.11. Gli stralli delle pile n. 9 e n. 10, invece, presentavano l’assenza di iniezione nelle guaine, con conseguente corrosione dei trefoli stessi, oltre ad alcuni trefoli che si presentavano rilassati, non in tensione.

La situazione degli stralli della pila n.11, all’epoca, risultava la più pericolosa, pertanto si procedette al risanamento dei suddetti stralli, sotto supervisione di Francesco Pisani, che aveva seguito la costruzione in qualità di aiutante dell’Ing. Morandi.

L’intervento ha affiancato il sistema in opera con un sistema di cavi corti e lunghi, avente lo scopo di regolare lo stato tensionale generale, così da trasferire gradualmente il tiro dai cavi di precompressione originari a quelli nuovi, senza che ci fosse la necessità di interrompere il traffico o di demolire parzialmente la struttura, ma fosse sufficiente eliminare le parti ammalorate e sostituirle con elementi sempre in cemento armato precompresso, in grado di ridurre il pericolo di corrosione e minimizzare i fenomeni dovuti ai cicli di fatica ed alla ripetizione dei cicli tensionali indotti dai carichi mobili, che si erano manifestati nel corso di soli vent’anni.

La ristrettezza del numero degli stralli ha implicato, all'epoca uno studio globale del comportamento della struttura, che ha determinato il posizionamento di dodici trefoli moderni all'esterno degli stralli in cemento armato precompresso, il loro pretensionamento ed il conseguente e progressivo taglio dei trefoli originari.

In seguito ad ulteriori indagini sullo stato di salute del Viadotto Polcevera, nel 2018, il Concessionario Autostrade per l'Italia ha riscontrato la necessità di realizzare un intervento di retrofitting delle pile n. 9 e 10, analogo a quello svolto negli anni '90 per la pila n.11. Questa decisione fu presa in quanto nel 1992, si riscontrò che lo stato di degrado delle pile n. 9 e 10 era già stato avviato, quindi lo scopo dell'intervento sarebbe stato quello di sopperire alla progressiva perdita di funzionalità dei cavi pretesi originari, che secondo indagini di carattere prevalentemente visivo e non dimostrato, era del 20% circa.

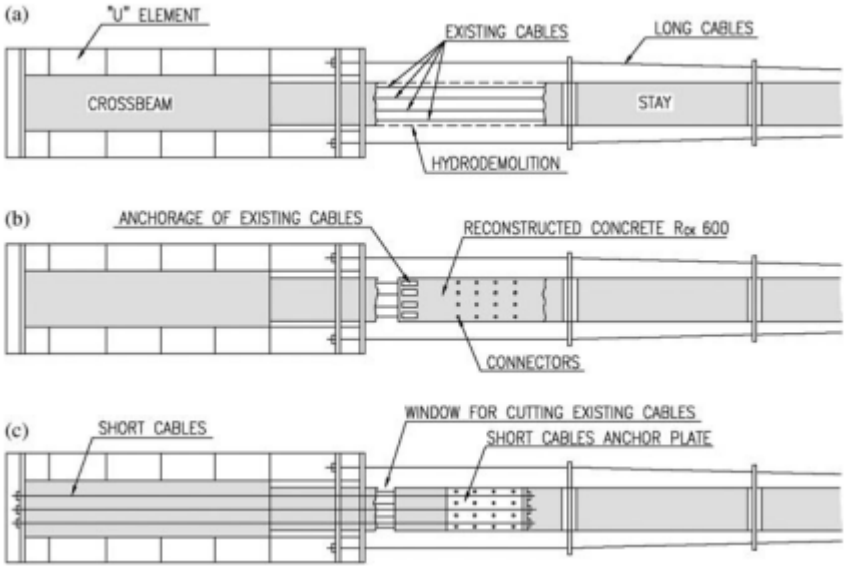


Figura 12: Fasi di demolizione e ricostruzione della zona terminale dei tiranti.

L'intervento di retrofitting delle pile n. 9 e 10 risulta attualmente impossibile, in quanto in data 14 agosto 2018, vi è stato il crollo della pila n. 9, le cui cause non sono trattate in questo elaborato, in quanto in questa sede si vuole porre l'attenzione sulla durabilità degli schemi statici dell'opera e le soluzioni che sono state adottate per garantirla.

1.5.2. La valutazione della robustezza strutturale

Per la maggior parte dei requisiti strutturali è possibile effettuare una stima mediante verifica sezionale, dissimilmente vale nel caso della robustezza strutturale dove è necessaria un'analisi globale che tenga conto della risposta del complesso strutturale, con le difficoltà che ne conseguono.

La misura della robustezza strutturale nei confronti del collasso progressivo è controversa perché non esiste un metodo qualitativo consolidato ed accettato per la sua valutazione, nonostante siano stati pubblicati differenti, attualmente nessuno di questi è risultato essere superiore e preferibile.

Giuliani e Wolff hanno proposto la seguente procedura di giudizio analitico della robustezza, basata sulla definizione del livello di danno (Giuliani, et al., 2006) ed il conseguente algoritmo:

1. Su una struttura integra, non deformata (avente livello di danno nullo) si individua una distribuzione dei carichi;

2. All’incrementare del carico si effettua un’analisi non lineare, tenendo presente che la resistenza ultima è data dal moltiplicatore di carico per il quale la struttura raggiunge la labilità;
3. Aumento unitario del livello di danno;
4. Rimozione di un elemento strutturale e si ritorno al punto 2.
   Quando tutte le combinazioni di possibili elementi rimossi sono state esaurite, si torna al punto 3. L’analisi termina quando si raggiunge il livello di danno massimo considerato e fornisce un valore massimo ed uno minimo della resistenza ultima per ogni livello di danno della struttura.

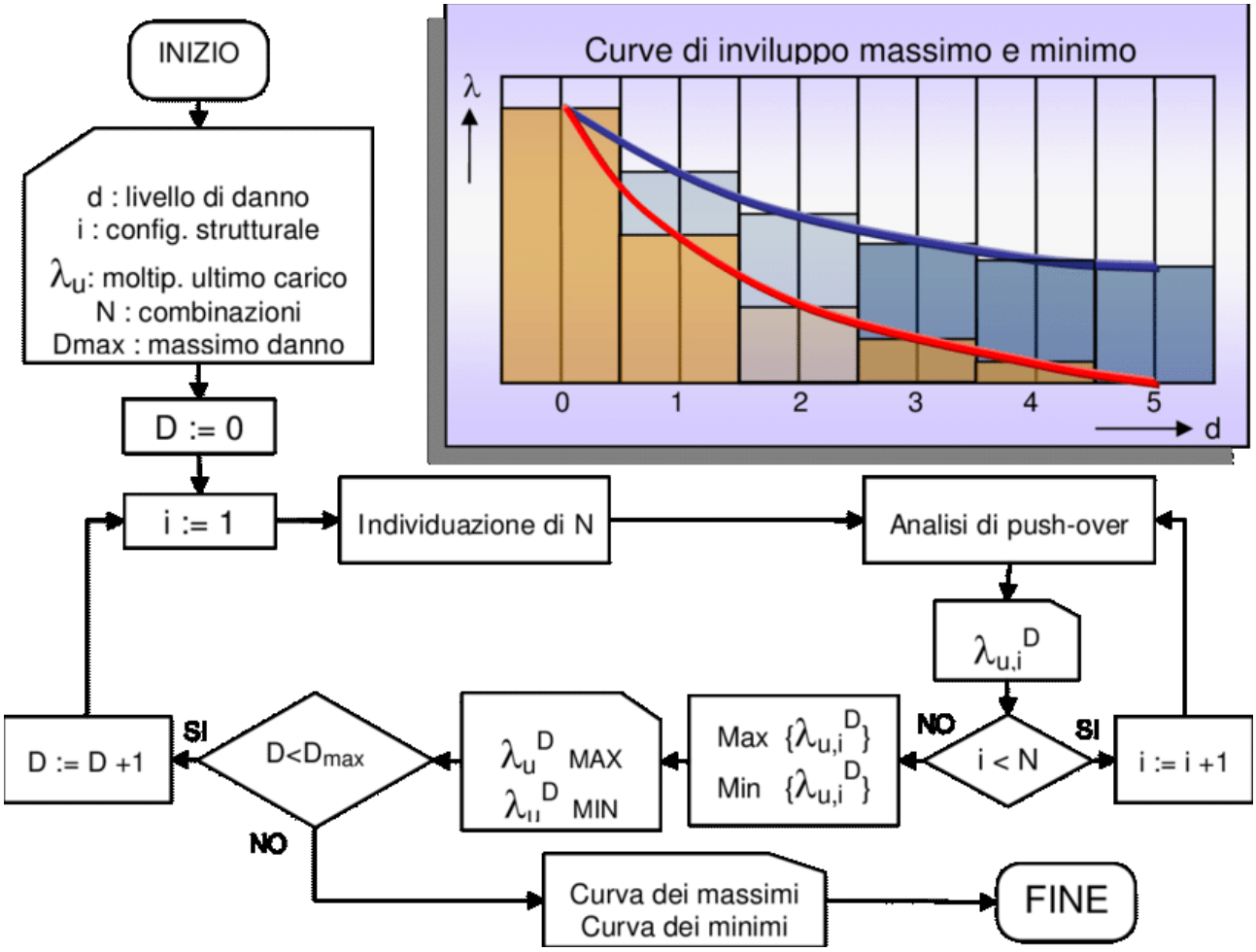


Figura 13: In alto a destra le curve di inviluppo delle combinazioni: in ordinata, moltiplicatore di collasso λ; in ascissa, misura del danno D, ovvero il numero di elementi rimossi dal sistema strutturale. Algoritmo di valutazione della robustezza (Giuliani, et al., 2006)

Tale procedura viene performata impiegando metodi probabilistici di ottimizzazione per l’individuazione delle combinazioni maggiormente significative che definiscono le due curve di inviluppo di massimo e minima resistenza (Bolognesi, 2002).

Questo metodo consente, pertanto, di identificare gli elementi critici della struttura che potrebbero compromettere la resistenza a collasso della struttura.

1.5.3. Le strategie di progetto per ottenere la robustezza strutturale

Lo scopo della robustezza strutturale è quello di moderare le conseguenze dei collassi locali ed impedire la formazione di un collasso non proporzionale.

Esistono alcune strategie che consentono di raggiungere soddisfacenti valori di robustezza strutturale (Mancini, 2014):

- Resistenza: intesa come fornitura di resistenza al di là del minimo richiesto dalle condizioni di progetto non accidentali e definizione graduale delle resistenze, fornendo livelli più elevati agli elementi ed alle zone critiche;
- Monoliticità e solidarizzazione: si devono preferire strutture con comportamento monolitico o rese tali tramite la solidarizzazione degli elementi, quindi il numero dei giunti strutturali deve essere ridotto al minimo;
- Seconda linea di difesa: deve essere prevista la possibilità di mobilitare più meccanismi resistenti sequenziali, verificando la reale possibilità che possano esplicarsi attraverso le mutue connessioni;
- Iperstaticità: bisogna fornire ridondanza strutturale associata a comportamento duttile onde mobilitare tutte le possibili ridistribuzioni delle sollecitazioni;
- Duttilità rispetto a rottura fragile: la rottura fragile avviene senza fornire nessun avviso, fornire un comportamento duttile significa dotare la struttura di un comportamento che segnali l'approssimarsi del collasso ed intervenire di conseguenza, mentre il materiale impiega le ultime risorse plastiche ad esso disponibili;
- Collasso progressivo rispetto a "zipper stopper": si mette in atto creando una serie di elementi strutturali dotati di maggiore resistenza, posti lungo la catena strutturale, che siano in grado di impedire l'effetto dominio e quindi il collasso progressivo;
- Capacity design ed elementi fusibili: tecnica impiegata in scenari caratterizzati da deformazioni impresse (come avviene nel caso di cedimenti delle fondazioni o in caso di sisma), è basata sull'impiego del criterio di "gerarchia delle resistenze" accoppiato alla presenza di elementi sacrificali idonei a limitare la trasmissione delle sollecitazioni tra parti adiacenti, il tutto deve comunque garantire un valore soddisfacente di capacità resistente fino alle deformazioni ultime e deve permettere la dissipazione energetica. Per raggiungere la modalità di collasso di interesse, occorre conferire a specifici elementi strutturali una resistenza maggiore rispetto ad altri, infatti in fase progettuale si parte dal valore di resistenza inferiore per progettare e verificare gli elementi che devono essere in grado di resistere a livelli di sollecitazioni maggiori;
- Dispositivi sacrificali e protettivi: tali elementi (fenders) proteggono l'opera dagli eventi accidentali;
- Scenario di knock – out: è la condizione del Cigno nero, pertanto occorre progettare la struttura ed ogni singolo elemento costituente in maniera tale che l'eliminazione di uno o più di essi non provochi gravi conseguenze;
- Rigidezza: dopo l'evento, la struttura deve mantenere rigidezza tale da limitare gli effetti del secondo ordine (per questo, in genere si accoppiano le pareti a taglio ed i telai)
- Incrudimento: particolare fenomeno successivo allo snervamento, dove un incremento di deformazione richiede un aumento di tensione inferiore a quello necessario in caso elastico;
- Resistenza post-buckling: intesa come resistenza residua successiva all'innesco dell'instabilità, correlato all'insorgenza dei fenomeni di carico a flessione locali o globali di una struttura;
- Attenzione ed intervento attivo: bisogna prestare attenzione a segnali quali: formazione di fessure di notevole entità, grandi deformazioni, spalling, corrosione, perdita di connettori, fretting, assenza di movimenti previsti ed attesi, vibrazioni eccessive, rumore, infiltrazioni, abrazioni, etc.;
- Fornire una capacità a taglio di fronte a comportamenti non duttili, in quanto gli stessi possono determinare collassi progressivi;
- Prove: l'impiego di prove di carattere sperimentale a rottura quando la modellazione matematica e fisica fornisce risultati incerti;

- Monitoraggio / controllo qualità: il primo permette di effettuare un controllo dei parametri statici e dinamici nel tempo, mentre il controllo qualità consente di ridurre i rischi esecutivi;
- Dispositivi meccanici: da scegliere tra quelli attivi e passivi (da preferire questi ultimi dato che non richiedono input energetico).

Secondo l'Eurocodice concernente la progettazione strutturale EN 1990: 2002 (CEN, 2002), i danni potenziali devono essere evitati o limitati attraverso scelte appropriate di una o più delle seguenti possibilità (Knoll, et al., 2009):

- Evitando, eliminando o riducendo i rischi ai quali la struttura può essere soggetta;
- Selezionando una forma strutturale che ha una bassa sensibilità al rischio;
- Vagliando uno schema strutturale che può sopravvivere adeguatamente alla rimozione accidentale di un singolo elemento o porzione limitata della costruzione oppure al verificarsi di danneggiamenti locali accettabili;
- Evitando sistemi strutturali che possono collassare senza preavviso;
- Congiungendo più elementi strutturali insieme.

L'Eurocodice 1 (CEN 2006) propone due strategie alternative per assicurare un sufficiente livello di sicurezza:

- Circoscrivere gli eventi estremi (limitando l'esposizione agli avvenimenti stessi, riducendo la loro intensità mediante misure protettive, progettando la costruzione per intensità di un'azione prevista);
- Ridurre l'estensione del collasso (ridondanza migliorata, elementi chiave, duttilità …).

La robustezza di un sistema strutturale è quindi, questione di contesto e/o scenario di contingenza[6], pertanto l'analisi di robustezza deve essere adattata alla situazione. Nei casi in cui le informazioni sull'evento siano assenti o scarse, la robustezza deve esser fornita in senso generale, esaminando le possibili debolezze di ogni elemento strutturale (tale condizione è tipica dei Cigni neri).

L'elenco degli eventi esterni che potrebbero incidere sui sistemi strutturali in maniera tale da compromettere la resistenza valutata in sede progettuale e richiedere l'intervento della robustezza, è lungo e comprende un'ingente varietà di eventi difficilmente prevedibili (Cigni neri e grigi). Il fattore che accumuna tali eventi è l'intensità dell'evento, che deve essere prevista, nonostante ricada in un campo molto ampio, valutando le caratteristiche e la magnitudo dell'evento di massima intensità sulla base delle informazioni in possesso, come avviene, ad esempio, nello studio del comportamento sismico.

Nel concepimento di una struttura robusta, bisogna considerare anche il fattore tempo, secondo quanto definito da Canisus, Diamantis et al. (Canisius, et al., 2011):

- La resistenza al collasso progressivo può esser considerata esplicitamente durante il processo progettuale, che implementa un progetto diretto. Esempi di progetti diretti sono il metodo del percorso alternativo di carico o il metodo della resistenza specifica di carico, che richiedono la definizione degli scenari di rischio (ASCE/SEI 2010a, et al.)

[6] È la circostanza plausibile e coerente in cui può realisticamente trovarsi un'opera dalla sua costruzione alla sua dismissione. È caratterizzato dalla presenza di due fattori:

- Configurazione strutturale: se è transitoria si devono identificare le situazioni di danno accidentali realistici per l'opera stessa, tenendo conto dei fenomeni di degrado strutturale connesso ai processi fisico – chimici dei materiali;
- Scenario di carico: inteso come insieme organizzato e realistico di azioni contemporaneamente agenti sulla struttura, in configurazioni precedentemente identificate.

- I metodi indiretti provvedono a fornire resistenza sufficiente al collasso progressivo durante il processo progettuale attraverso livelli minimi di resistenza, duttilità e continuità. Questo si realizza senza considerare gli scenari di rischio e senza dimostrare il raggiungimento degli obiettivi di performance (ASCE/SEI 2010b).

Metodo dei percorsi alternativi di carico

Adottando tale metodo si assumono implicitamente soddisfatte una serie di condizioni:

- Gli elementi strutturali rimanenti devono essere in grado di resistere ai carichi anche dopo l'evento;
- Gli elementi in seguito al sovraccarico devono essere capaci di deformarsi senza perdere la loro resistenza, in modo che gli altri membri recuperino la loro resistenza, se ciò non avviene si ha la formazione di una cerniera;
- I percorsi di carico alternativi devono includere gli elementi ausiliari per il trasferimento del carico;
- La porzione del sistema strutturale integra deve sostituire tutte le funzioni strutturali non appagate dagli elementi danneggiati.

I percorsi di carico alternativi che coinvolgono situazioni fragili o a deformabilità limitata possono portare a collassi prematuri o alla formazione di cerniere.

Il metodo dei percorsi di carico alternativi funziona sia nel caso in cui il danno nozionale da prendere in considerazione sia definito (sia cioè un Cigno bianco) o indefinito (ovvero un Cigno nero).

La parte resistente della struttura agli eventi, in seguito all'applicazione del metodo dei percorsi alternativi di carico deve esser in grado di sostenere i carichi per un determinato intervallo di tempo secondo un livello specifico di affidabilità; detto intervallo è quello occorrente per ripristinare la struttura o, nel caso, evacuarla (JSCC, 2011). Valga:

$$P_r(\mathcal{C} < \mathcal{A}\ nel\ tempo\ t|\ uno/più\ \ elemento/i\ rimosso/i) < p_t \qquad (1.\ 8)$$

dove $\mathcal{C}$ è la resistenza della parte rimanente della costruzione, $\mathcal{A}$ indica le forze esterne agenti nell'intervallo di tempo t, mentre l'affidabilità – target p_t dipende essenzialmente dai requisiti di sicurezza per la struttura e la durata dell'intervallo occorrente per il ripristino o l'evacuazione della stessa.

Qualora il metodo dei percorsi di carichi alternativi sia in grado di ridistribuire i carichi aggiuntivi, è stato dimostrato che entrano in gioco quattro tipologie differenti di meccanismi atti a garantire la resistenza degli elementi, quali (Figura 14): la catenaria, la capacità di deformazione a taglio, l'azione membranale nel solaio e l'azione di Vierendeel.

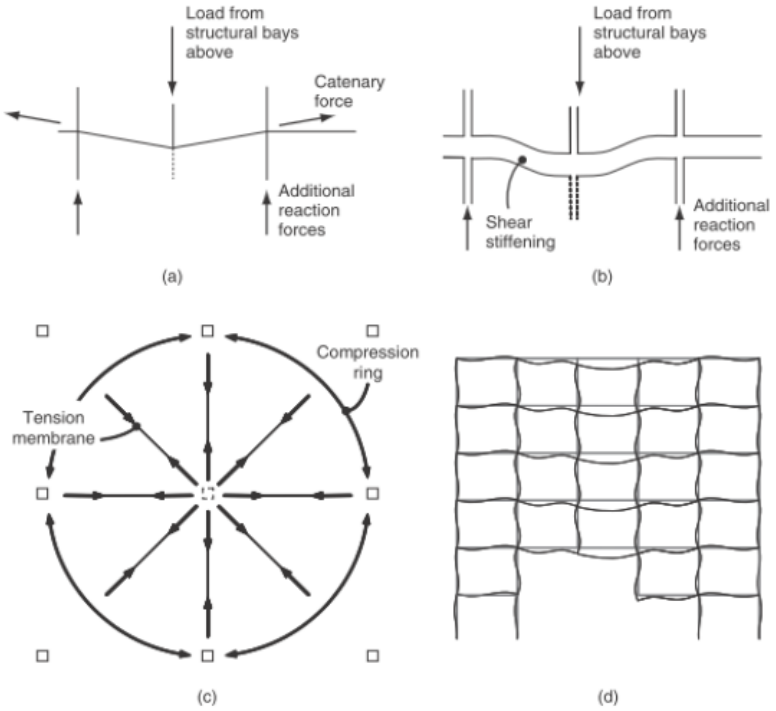


Figura 14: Meccanismi di resistenza generabili in seguito alla rimozione di un elemento (Amoretti, 2014).

Resistenza a carico specifico

Alla base di questa tecnica si basa sul concetto per il quale, se si fornisce sufficiente resistenza agli elementi strutturali, questi saranno in grado di resistere ai sovraccarichi.

Nello studio della struttura, gli elementi costituenti devono essere classificati in base al loro ruolo nella struttura, in particolare gli elementi chiave devono essere identificati in modo tale che un danno ad uno di essi non superi gli obiettivi prestazionali.

Fornire agli elementi strutturali resistenza superiore a quella prevista dalla normativa è la tecnica più economica e facilmente applicabile che permetta di ottimizzare e garantire un adeguato livello di robustezza alla struttura.

Controllo degli eventi

Quest’approccio non aumenta la resistenza di una costruzione (Starossek, et al., 2010), ma limita la probabilità di accadimento di un evento e le conseguenze dell’evento stesso. Questa tecnica si applica adottando una o più delle seguenti soluzioni, che devono essere mantenute durante la vita utile della costruzione (Diamantis, et al., 2011):

- Pianificazione geografica della posizione dell’edificio;
- Previsione di un perimetro di controllo;
- Progettazione di un sistema di sorveglianza nonché di allarme e di sicurezza;
- Divieto di stoccaggio di esplosivi;
- Posizionamento di strutture idonee alla difesa delle colonne contro impatti da veicoli;
- Messa in opera di barriere attorno all’area;
- Installazione di rilevatori di gas e meccanismi atti allo spegnimento automatico del gas;
- Controllo o limitazione delle sorgenti di accensione del fuoco;
- Riduzione dei carichi incendiari;
- Sistemi di soffocamento degli incendi;
- Collocazione di rilevatori di fumo ed allarmi;

- Uso di sistemi di monitoraggio della salute strutturale;
- Controllo di qualità durante l'edificazione, le operazioni di manutenzione e ripristino;
- Definizione di piani di emergenza e di piani di evacuazione.

Isolamento per compartimentazione (Giuliani, et al., 2006)

Tale metodologia prevede il confinamento della trasmissione degli sforzi e contemporaneamente la diminuzione della capacità di carico e l'aumento della robustezza è garantita limitando l'estensione del collasso ed il comportamento delle connessioni.

In teoria, secondo Giuliani e Wolff: *"La soluzione ottimale sarebbe riuscire a realizzare una struttura sufficientemente ridondante, così da resistere ai primi livelli di danno senza perdite, ma discontinua in maniera tale da garantire una modalità di collasso che limiti le perdite"*.

Questo procedimento definisce una serie di necessità:

- Esame di parte/ tutta la struttura considerando la non linearità geometrica per tener conto di deformazioni di notevole entità;
- Effettuare un'analisi dinamica della costruzione (a livello locale/ globale) per considerare le azioni istantanee conseguenti il danneggiamento dell'opera;
- Introduzione della non linearità nel comportamento del materiale, al momento del danneggiamento degli elementi strutturali;
- Analisi del cinematismo locale innescatosi che può determinare il collasso e delle sollecitazioni trasferite eventualmente agli elementi adiacenti, in seguito ad impatto veicolare o altro cinematismo che determini un incremento nello stato sollecitante.

Metodologia delle forze di collegamento (tie forces approach) (Genova, et al., 2009), (Ventura, 2014)

È uno dei metodi indicati anche dalla normativa britannica per limitare il rischio di collasso progressivo (si riferisce ai danni locali riscontrabili in seguito ad eventi occasionali anomali quali: bombardamenti, esplosioni di gas, attacchi terroristici e collisioni veicolari) insieme al metodo dei percorsi alternativi di carico ed a quello della resistenza locale specifica. Questa metodologia progettuale nacque in seguito al collasso progressivo del complesso Ronan Point Apartment avvenuto nel 1968.

L'assunzione fondamentale di quest'approccio, che garantisce la sua efficacia, è che i collegamenti strutturali e gli elementi costituenti siano dotati di un livello di duttilità tale da permettere agli stessi di ruotare e sviluppare un certo grado di capacità assiale.

Questo metodo, non è stato studiato con lo scopo di aumentare la resistenza progressiva al collasso, infatti lo studio condotto da Li, Lu, Guan e Ye nel 2010, ha dimostrato come questo metodo non riesca a far fronte a questa necessità (Li, et al., 2011).

È un metodo di progettazione indiretta, volta ad ottimizzare la continuità, la duttilità e la ridondanza di una struttura mediante dei collegamenti orizzontali e verticali soggetti a trazione che garantiscono una riserva di resistenza assiale agli elementi della struttura, nel caso in cui la costruzione sia soggetta ad una variazione del regime statico determinata da un evento esterno. In particolare, si devono garantire tre tipi di legami orizzontali: longitudinale, trasversale e periferico, mentre i collegamenti verticali devono essere assicurati per i pilastri ed i muri portanti (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2010).

Consente di ottenere un livello minimo di robustezza impiegando un capitale economico esiguo; è stato osservato che le strutture soggette a basso livello di rischio presentano un buon comportamento globale, per strutture soggette a rischi maggiori sono necessari metodi quantitativi (Krauthammer, 2008).

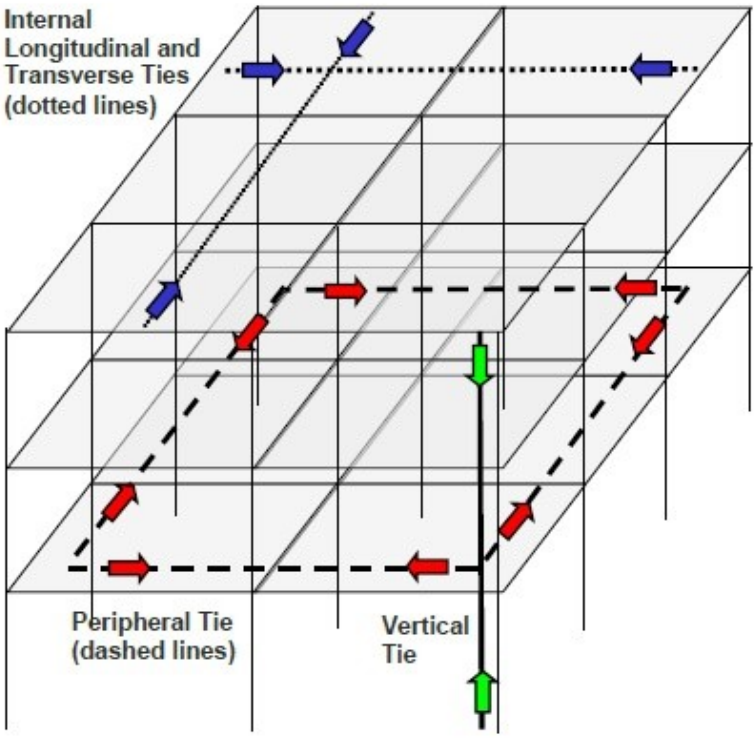


Figura 15: Forze di collegamento in una struttura intelaiata (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2010).

Parte II: Il cigno grigio: il prevedibile in natura

Capitolo 2

Il Cigno grigio nella progettazione delle strutture: le esplosioni

2.1. Generalità

Si ricorda che i cigni grigi sono eventi caratterizzati dalla ridotta probabilità di accadimento e conseguenze elevate, ma prevedibili da esperti del settore. In questa categoria ricadono le esplosioni, infatti come dimostrato dagli studi di Walker del 1981, si evidenzia la seguente ripartizione statistica tra le cause di collasso (Ruggerone, 2015):

- Collassi per errata valutazione dei carichi agenti e/o del comportamento strutturale 43%;
- Collassi per procedura costruttiva eseguita non correttamente 13%;
- Collassi dovuti a variazioni impreviste e casuali dei carichi e/o della struttura e/o dei materiali 10%;
- Collassi per mancato rispetto del capitolato e/o delle specifiche tecniche 9%;
- Crolli per errori di calcolo in fase progettuale 7%;
- Crolli per l'impiego di strutture non confacenti le ipotesi di progetto, catastrofi, deterioramento incontrollato delle strutture 7%;
- Crolli per mancanza o scarsità di informazioni e specifiche occorrenti per la regolare attuazione del comportamento e funzionalità strutturale 4%;
- Collasso dovuto ad altre cause 7%.

Queste percentuali sono, nel corso degli anni leggermente variate, ma l'ordine di grandezza delle citate cause di crollo è rimasto invariato.

Al giorno d'oggi, gli edifici pubblici e privati sono i soggetti di eventi di carattere terroristico e non solo, caratterizzati da esplosioni che ne determinano crolli parziali o totali, nonché la perdita di numerose vite umane.

Nel report del 1976 del NBS (Leyendecker, et al., 1976) si riportarono le principali cause di danneggiamento di strutture causati da carichi anomali dividendoli in diverse categorie:

- Esplosioni: ricadono in questa casistica le esplosioni per fuga di gas, le esplosioni per polveri o sostanze chimiche, le bombe e le esplosioni da scavo;
- Impatto di veicoli contro le strutture: in questa categoria è stata applicata una distinzione tra le differenti tipologie di veicoli coinvolti ed i danni da essi causati;
- Impatto dovuto a grandi crolli o oggetti volanti: considera crolli in fase costruttiva, durante la fase di esercizio e crolli per oggetti sollevati dal vento (tetti sollevati, etc.);
- Varie: tra cui i crolli per fenomeni geomorfologici.

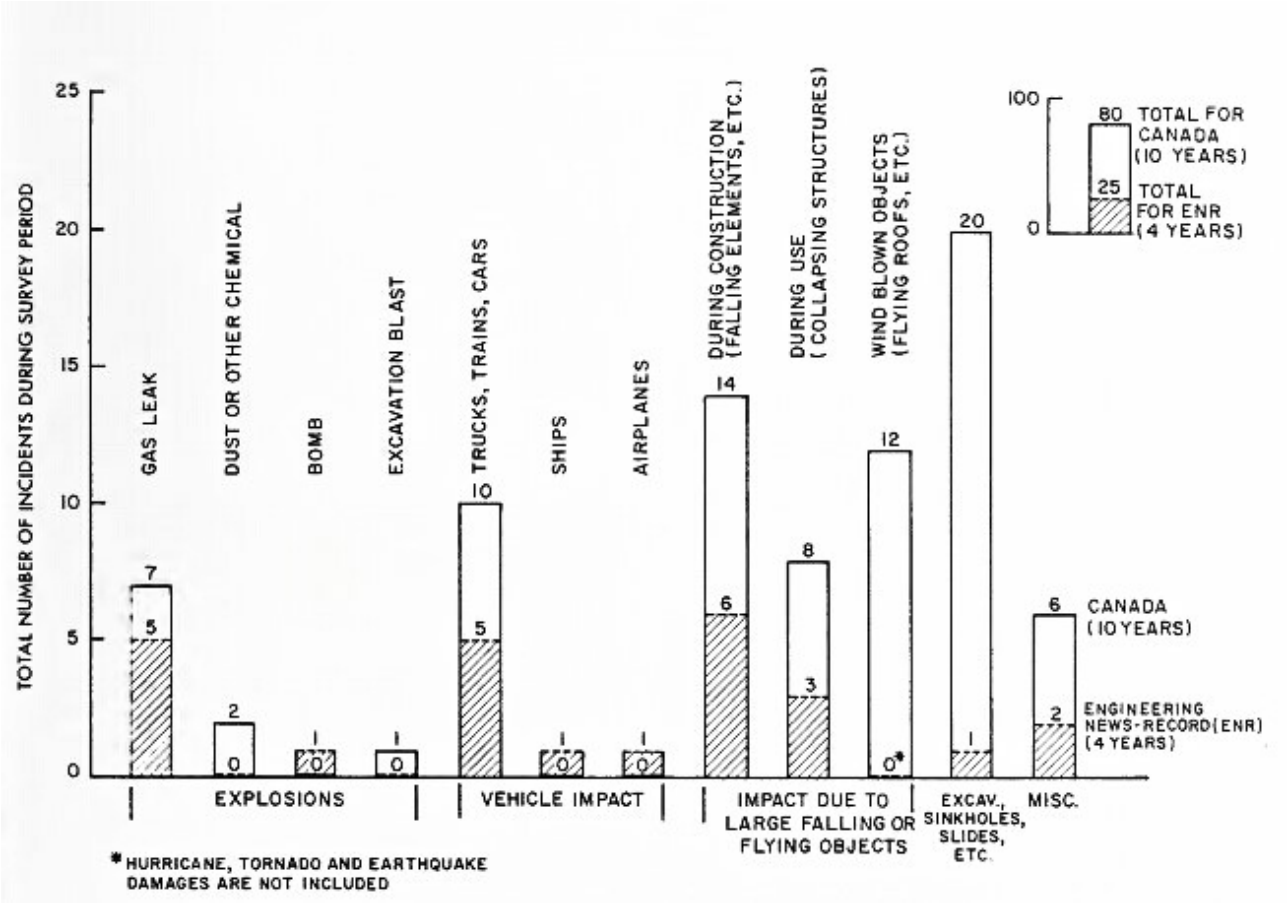


Figura 16: Notizie concernenti gli episodi di carichi anomali che causano gravi danni (Leyendecker, et al., 1976).

Nonostante la vetustà dei dati di detto studio, si riscontra l’attualità dei risultati infatti, già all’epoca si verificavano due esplosioni gravi a settimana negli Stati Uniti; tale dato è tuttora in linea con la media nazionale italiana.

Gli stessi Leyendecker e Burnett nel 1976 riscontrarono la presenza del problema del collasso progressivo (che verrà anche trattato in seguito) in seguito ad esplosioni ed osservarono che per risolvere il problema dei crolli in seguito ad eventi estremi, non era sufficiente applicare dei fattori di sicurezza ai carichi valutati mediante metodi progettuali classici, in quanto fuorviava i risultati.

Confrontando, inoltre i danni causati dalle differenti tipologie di carico anomalo considerato, anche solo su scala annua, osservarono che le esplosioni causate da fughe di gas erano al secondo posto se comparate alle esplosioni causate da bombe ed alla collisione di veicoli. Dei 1217 casi studiati in questo ambito di esplosioni provocate dal gas, 170 di esse (pari a circa il 14%) hanno provocato danni moderati o gravi, di media estensione (inclusi il crollo di muri interni), mentre solo 109 di essi (pari a circa il 9%) hanno causato danni molto gravi (valutati in oltre 10.000 $ nel 1976, pari a 42.000,00€ attuali) che consideravano il caso di danni molto estesi alla struttura incluso il crollo della stessa.

Nel 1973 Somes presentò alcuni tassi di mortalità riferiti alla metà degli anni ’60 ed al territorio americano dove si evidenziava come il rischio di morte per veicoli a motore fosse pari a $2{,}7 \times 10^{-4}$, mentre il valore in caso di incendio ed esplosione era di $4{,}0 \times 10^{-5}$ (Somes, 1973). Analogamente nel 2004, Sørensen (Sørensen, 2004) riportando alcune statistiche sulle cause di morte nel territorio danese riscontrò come nel caso di morte per incidente stradale in valore fosse circa prossimo a quello del 1966 (con $2{,}0 \times 10^{-6}$), mentre nel caso di morte per incendio o esplosione di edificio questo si fosse attestato in un intervallo tra l’$8{,}0 \times 10^{-6}$ e l 24×10^{-6}. Questo notevole aumento nel caso di incendi ed esplosioni si deve sì attribuire al fatto che ormai tutte le abitazioni dispongono di metano, ma altresì all’elevato numero di attività industriali che trattano sostanze infiammabili ed esplosive.

Si rammenta che in generale eventi con tassi di mortalità con ordini di grandezza differenti individuano l'accettabilità di rischio o preoccupazione nella popolazione; infatti probabilità dell'ordine di 10^{-3} indicano eventi che raramente causano il decesso, con 10^{-4} individuano livelli di rischio ammissibili, con valori di un ordine di grandezza inferiore (10^{-5}) rappresentano ancora livelli significativi di morte, mentre con 10^{-6} si indicano in generale, eventi che non sono grande fonte di preoccupazione per una persona media.

Data	Luogo	Morti	Annotazioni
30/12/1903	Iroquois Theater, Chicago, IL	602	Incendio per scintille di una lampada elettrica
12/01/1908	Rhodes Opera House, Boyertown, USA	170	Incendio causato da una lampada a kerosene
04/03/1908	Lakeview Grammar School, Ohio, USA	75	Incendio con origine ignota
10/04/1917	Eddystone Ammunition Company Plant, Eddystone, USA	133	Esplosione di una fabbrica di munizioni
15/05/1929	Ospedale di Cleveland, Cleveland, USA	125	Esplosione causata da nube di sostanze innescabile
21/04/1930	Ohio State Penitentiary, Columbus, Ohio, USA	320	Incendio sul tetto che ha provocato il crollo dello stesso
18/03/1937	Consolidated School gas, New London, Texas, USA	294	Esplosione in seguito ad una fuga di gas, innescata dall'accensione di una levigatrice
23/04/1940	Rhythmic Club, Natchez, Messico	207	Incendio durante una rappresentazione
28/11/1942	Cocoanut Grove night club, Boston, USA	492	Incendio, materiali altamente infiammabili che hanno prodotto fumi asfissianti
06/07/1944	Ringling Brothers Barnum & Bailey Circus, Hartford, USA	168	Attacco terroristico
31/10/1963	State Fair Coliseum, Indianapolis, USA	73	Esplosione causata dalla fuga di gas propano
23/07/1964	Harbour munitions, Bone, Algeria	100	Esplosione di una nave egiziana contenente munizioni
04/03/1965	Gasdotto, Natchitiches, Louisiana, USA	17	Esplosione causata dal gas ad alta pressione
09/08/1965	Silo dei missili nucleari, Searcy, Arkansas	53	Esplosione in un condotto di lancio
13/10/1965	Impianto chimico, La Salle, Québec, Canada	11	
21/10/1965	Ponte, Tila Bound, Pakistan	80	Esplosione durante la guerra Pakistan - India
30/10/1965	Mercato, Cartagena, Colombia	48	Esplosione di fuochi pirotecnici
24/11/1965	Armony, Keokuk, Louisiana, USA	20	Esplosione nell'armeria
17/02/1967	Impianto chimico, Hawthorne, New Jersey, USA	11	Serie di esplosioni conseguenti
25/12/1967	Appartamento in un condominio, Mosca, Russia	20	
06/04/1968	Negozio sportivo, Richmond, Indiana, Usa	43	Esplosione causata dalla fuga di gas
11/05/1968	Ronan Point, Newham, Regno Unito	4	Esplosione causata dalla fuga di gas
08/04/1970	Costruzione linea della metropolitana, Osaka, Giappone	73	Esplosione causata dalla fuga di gas

24/06/1971	Tunnel idrico, Sylmar, California, USA	17	Esplosione causata dalla fuga di gas
28/06/1971	Scuola, Pueblo, Messico	13	
21/10/1971	Centro commerciale, Glasgow, Scozia, Regno Unito	20	Esplosione causata dalla fuga di gas
10/02/1973	Serbatoio di gas liquido, Staten Island, New York, USA	40	Esplosione causata da un ristagno di gas durante dei lavori di manutenzione
27/12/1975	Miniera di carbone, Chaspala, India	431	
13/04/1976	Fabbrica di munizioni, Lapua, Finlandia	45	
11/11/1976	Treno merci, Iri, Corea del Sud	57	
28/05/1977	Beverly Hills Supper Club, Southgate, USA	165	Fuga di gas e cablaggio elettrico inidoneo hanno provocato piccole esplosioni e un grande incendio
22/12/1977	Granaio, Westgo, Louisiana, USA	35	Esplosione di polvere di grano
24/02/1978	Serbatoio, Waverly, Tennessee, USA	12	Deragliamento di un treno con conseguente esplosione di una cisterna in fase di ripristino
11/07/1978	Serbatoio di propilene, Spagna	150	Incidente stradale che ha coinvolto un camion cisterna
23/10/1980	Scuola, Ortuella, Spagna	64	
21/11/1980	MGM Grand Hotel, Las Vegas, USA	85	Esplosione causata da un guasto elettrico che ha portato ad un incendio
13/02/1981	Sistema fognario, Louisville, Kentucky, USA	0	Esplosione causate dall'innesco di vapori di esano scaricati illegalmente da un impianto di lavorazione di soia.
07/04/1982	Camion cisterna, Louisville, Kentucky, USA	7	
25/04/1982	Mostra dell'antiquariato, Todi, Italia	33	Esplosione causata dalla fuga di gas
02/11/1982	Tunnel Salang, Afghanistan	1000-3000	Incidente stradale che ha coinvolto un camion cisterna
25/02/1984	Oleodotto, Cubatao, Brasile	508	Esplosione causata dalla fuga di gas
21/06/1984	Deposito di rifornimento navale, Severomorsk, URSS	200+	
19/11/1984	Area di deposito gas, Mexico City, Mexico	334	Esplosione concatenata di serbatoi contenenti GPL
05/12/1984	Miniera di carbone, Taipei, Taiwan	94	
25/06/1985	Fabbrica di fuochi pirotecnici, Hallett, Oklahoma, USA	21	
06/07/1986	Piattaforma petrolifera, Mare del Nord	166	
01/06/1988	Miniera di carbone, Brocken, Germania	51	Incidente minerario
04/06/1988	Treno merci, Arzamar, URSS	-	Esplosione in corrispondenza di un passaggio a livello di un treno merci continente esplosivi.
27/06/1988	Treno, Parigi, Francia	56	Incidente ferroviario
03/07/1988	Linea commerciale iraniana, Golfo del Persico	290	Esplosione dovuta ad un missile
11/04/1992	Staple Corner, Londra, Regno Unito	-	Attacco terroristico

26/02/1993	The WTC, New York, USA	6	Attacco terroristico
04/04/1993	St. Mary's Bishops Gate, Londra, Regno Unito	-	Attacco terroristico
18/07/1994	Centro comunitario ebraico, Buenos Aires, Brasile	125	Attacco terroristico
01/04/1995	Murrah Federal Building, Oklahoma, USA	250	Attacco terroristico
09/02/1996	Complesso residenziale, South Quay, Regno Unito	6	Attacco terroristico
15/06/1996	Esplosione di una bomba, Manchester, Regno Unito	-	Attacco terroristico
26/06/1996	Al - Khobar, Arabia Saudita	20	Attacco terroristico
07/10/1996	Lisburn, Irlanda	1	Attacco terroristico
11/09/2001	The WTC, New York, USA	2630	Attacco terroristico
11/09/2001	Pentagono, Washington D.C., USA	189	Attacco terroristico
29/06/2009	Incidente ferroviario, Viareggio, Italia	32	Esplosione per fuga di GPL
01/01/1993 - 2003	Pakistan e India	1200	Guerra
08/01/1968 - 2003	Israele e Paesi del Medio Oriente	1600	Guerra
11/03/2003 - 2007	Invasione dell'Iraq	15005	Guerra

Tabella 4: Elenco degli edifici soggetti ad incendio ed esplosione che hanno causato vittime nel mondo dal 1903 ai giorni nostri (Dea17), (Bangash, et al., 2006).

Si riportano, a scopo puramente informativo nella Tabella 4, l’elenco dei principali incendi ed esplosioni che hanno causato il maggior numero di vittime nel mondo a partire dal 1903. In questa tabella, si può osservare come, fino agli anni ’80, tali fenomeni fossero disgrazie, successivamente, il numero degli attacchi terroristici realizzati mediante l’uso di esplosivi è via via aumentato sino ai giorni nostri. Il pericolo di esplosione ed incendio, in termini di vite umane e non solo, è progressivamente aumentato per questo cambio di causa scatenante gli eventi.

Si osservi come questi eventi siano avvenuti in buona parte nel territorio statunitense, dove il progresso tecnologico e gli investimenti in tale campo la fanno da padrone; inoltre, si evidenzia come nel ventennio compreso tra il 1980 ed il 2000 sono stati numerosi i locali ricreativi coinvolti in incendi ed esplosioni che hanno causato un numero cospicuo di morti, la maggior parte dei quali, per l’inosservanza delle norme antincendio, com’è avvenuto anche a Torino nel Cinema Statuto nel febbraio 1983.

In base ai dati riportati nella Tabella 5, inoltre, si può effettuare un confronto tra le strutture coinvolte in esplosioni in America ed il resto del mondo. Si osserva che circa il 70% delle esplosioni avviene in ambito domestico, commerciale o educativo, la restante percentuale si distribuisce tra le altre categorie. Questa ripartizione è valida indipendentemente dalla nazione e continente considerato.

2.1.1. Strutture coinvolte in esplosioni

Le conseguenze di un’esplosione non sono limitate alle vicinanze della zona di innesco, ma sono correlate alla possibilità di danneggiamento o collassi locali o globali della struttura coinvolta o di quelle limitrofe, pertanto costituiscono un pericolo elevato per gli utenti delle strutture stesse.

Secondo quanto riportato nel corso di questo capitolo, è facile immaginare che l’effetto delle esplosioni non sia facilmente e di immediata comprensione, in particolare per tutti i fenomeni di riflessione ed ostacolo che possono intervenire sulla propagazione dell’onda di pressione.

Ambito	USA	UK	Iran	Iraq	India	Pakistan	Israele	Europa	Estremo Oriente	Sud America	Media
Residenziale	2.553(1)	150	40	300	25	15	110	210	100	200	370
Commerciale	1.468(1)	315	40	150	200	5	210	115	200	300	300
Veicoli	1.698	200	-	100	3	-	80	3	11	50	268
Istruzione	573(1)	16	-	-	-	-	-	-	-	10	200
Poste	2.712	25	-	3	-	-	10	5	-	20	463
Area aperta	568	30	10	-	-	-	-	-	10	-	155
Utilità	143	40	5	10	2	10	20	-	15	13	29
Forze dell'ordine	108	25	15	15	19	50	150	-	10	150	60
Governo statale e locale	155	15	-	16	11	20	10	-	-	80	44
Governo federale	48	40	15	10	-	21	130	-	-	150	59
Banche	72	10	-	-	20	5	-	-	-	20	25
Militare	27	16	10	50	-	-	10	13	10	1.110	156
Aeroporto ed aerei	100	15	-	5	100	8	20	-	8	13	34
Appartamenti	244(1)	10	-	-	2	-	16	-	-	10	56
Strutture religiose (2)	30	10	5	8	-	50	40	10	-	5	20
Strutture destinate alla produzione dell’energia (2)	11(1)	2	-	-	8	-	-	-	-	10	8
Parcheggi (2)	89	10	-	-	-	-	-	-	-	30	43
Strutture mediche (2)	26	2	-	-	-	2	-	-	-	40	18
Altro (3)	481	-	-	-	-	-	-	-	-	-	481
Totale	18.200	-	-	30.000	1.300	1.000	250	210	1.200	250	6.551

(1) Circa il 70% erano altre esplosioni.

(2) Ospedali, depositi di rifornimento, chiese, moschee, sinagoghe e templi.

(3) Negozi, ristoranti, etc.

Tabella 5: Dati sulle aree soggette ad esplosione nel mondo sino al 2005 (Bangash, et al., 2006).

La Tabella 5 riporta la distinzione tra gli edifici c

<u>18/05/1968, Londra, Ronan Point</u>

Si consideri il caso del complesso residenziale Ronan Point a Londra, dove una fuga di gas determinò l’esplosione di un appartamento del diciottesimo piano, in corrispondenza di una parete portante dello stesso; conseguentemente i quattro piani superiori rimasero senza alcun sostegno e determinarono il collasso progressivo della struttura dal ventiduesimo piano fino al primo, quattro morti e diciassette feriti.

Quest’esplosione evidenziò la lacuna del codice progettuale nei confronti degli eventi accidentali, in quanto l’evento determinò conseguenze non proporzionali alla causa scatenante.

Le indagini che ne scaturirono, fecero le seguenti osservazioni:

- Il piano terra non fu soggetto a collasso in quanto era stato realizzato in cemento armato gettato in opera, mentre il resto della struttura era stata costruita assemblando dei pannelli prefabbricati in cemento armato;
- La realizzazione era stata eseguita a regola d'arte e tutte le normative vigenti all'epoca della costruzione (iniziata nel 1966 e terminata due mesi prima dell'evento) erano state onorate;
- La normativa britannica vigente in quel momento si preoccupava del progetto dei dettagli costruttivi, ma vi erano alcune lacune per quanto concerneva la stabilità del complesso strutturale;
- Non erano stati applicati concetti quali ridondanza e ridistribuzione dei carichi; infatti il collegamento dei pannelli (pannelli prefabbricati Larsen – Nielsen progettati per minimizzare il lavoro in sito) era stato affidato a forze di attrito e di gravità che in condizioni imperturbate, come quelle dei due mesi di esercizio del fabbricato, sono risultate sufficienti, ma in seguito al primo evento accidentale sono risultate inadeguate. In particolare, il giunto di questi pannelli si è rilevato inefficace nel trasferimento dei carichi dopo l'esplosione.

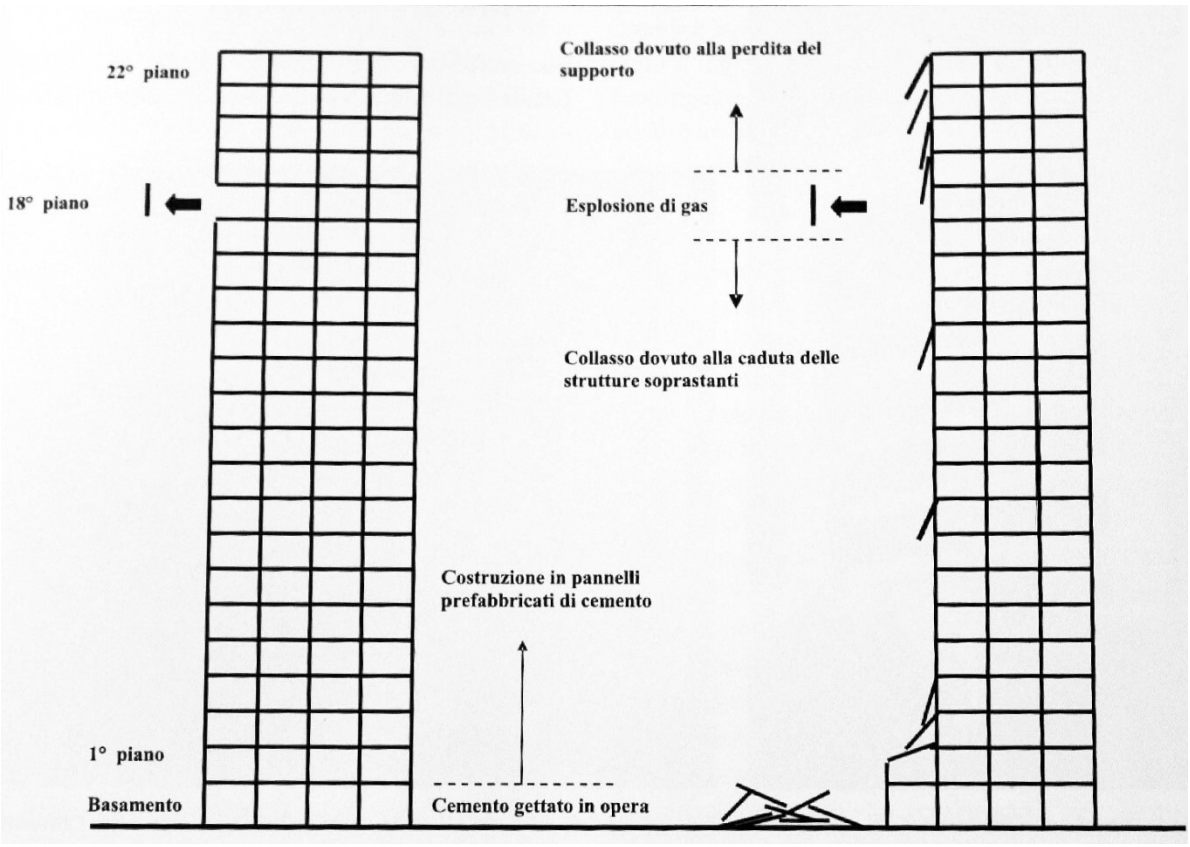


Figura 17: Collasso progressivo di un'ala della torre di appartamenti del blocco denominato Ronan Point in London East (Genova, et al., 2009).

19/04/1995, Oklahoma City, Murrah Federal Building

Discorso affine può esser svolto per l’edificio federale denominato Alfred Murrah sito a Oklahoma City, già riportato in Tabella 4. In questo caso la causa scatenante è stato un attentato terroristico svoltosi in modo non molto dissimile a quanto avvenuto nel febbraio 1993 al World Trade Center (come riportato a pagina 20).

La carica esplosiva posta di fronte all’edificio, determinò la distruzione della colonna G20 (Figura 20 e successive), oltre che il cedimento per taglio delle colonne attigue ad essa (in particolare in un primo momento furono coinvolte la colonna G16 e G24); conseguentemente la trave di bordo rimase priva di supporto.

Il collasso di queste colonne, unito alla maggiorazione dei carichi aggiuntive sulle restanti, determinò il collasso progressivo di circa metà della struttura.

L’edificio era stato progettato senza considerare alcun approccio sismico, in linea con quanto disposto dalla normativa progettuale americana per gli uffici. Questa mancanza fu una delle cause del collasso progressivo sproporzionato nei confronti dell’effetto scatenante.

Gli edifici limitrofi mostrarono anch’essi un livello di danno variabile, ma dimostrarono che la distanza di stand – off suggerita dalla normativa all’epoca, non sarebbe stata sufficiente a proteggere il Murrah Federal Building dagli effetti di un’esplosione di tale portata, ma al più avrebbe contenuto i danni sulla sola facciata principale.

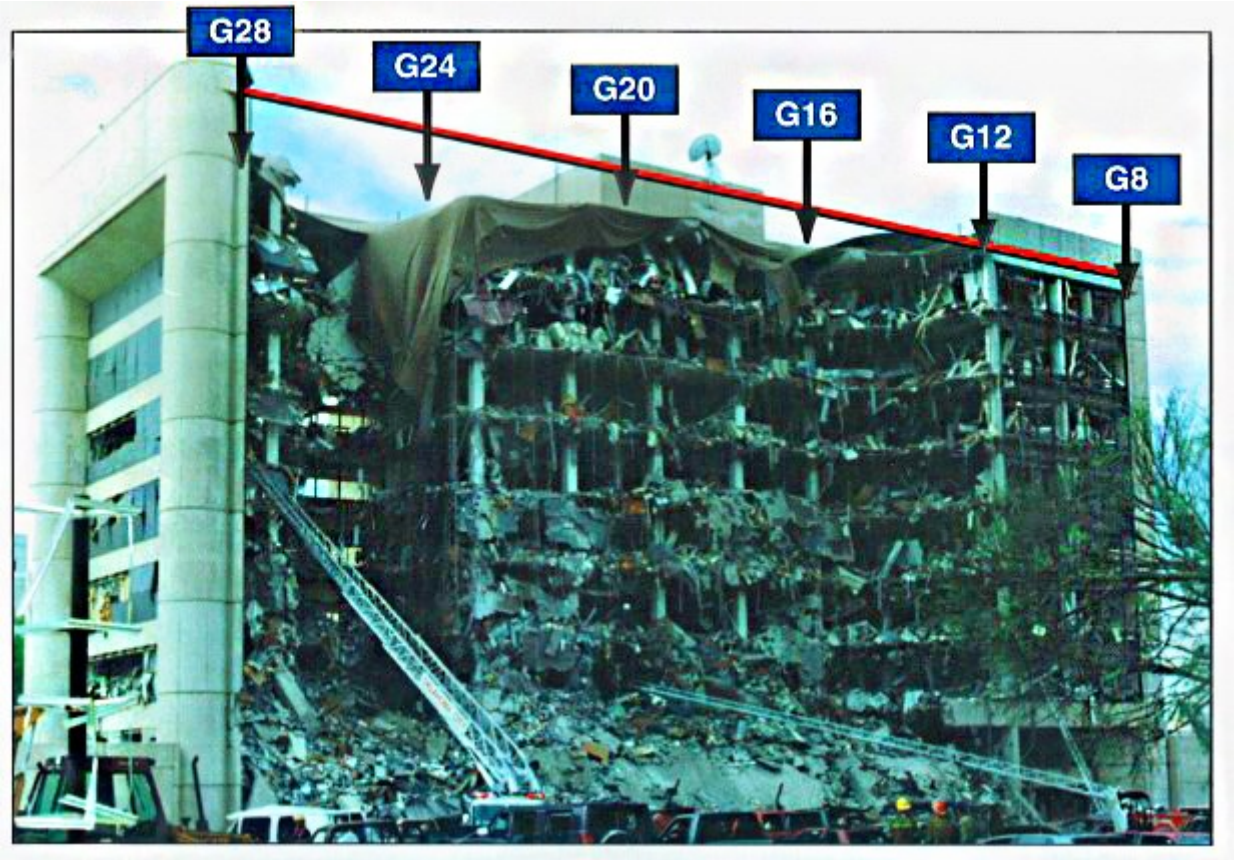


Figura 18: Danni ai lati Nord ed Est del Murrah Building. Credit: Oklahoma County Sheriff's Department (FEMA 277, 1996).

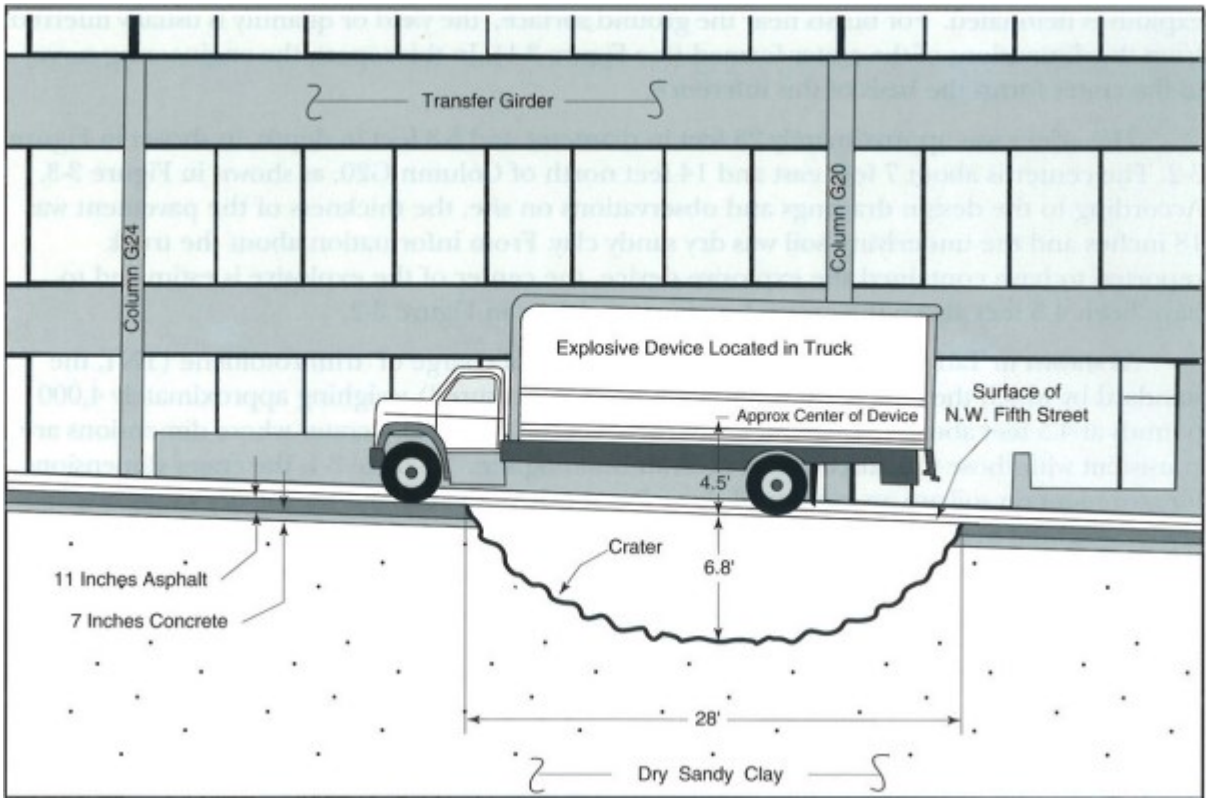


Figura 19: Dimensioni approssimative del cratere in corrispondenza della facciata Nord del Murrah Building (FEMA 277, 1996).

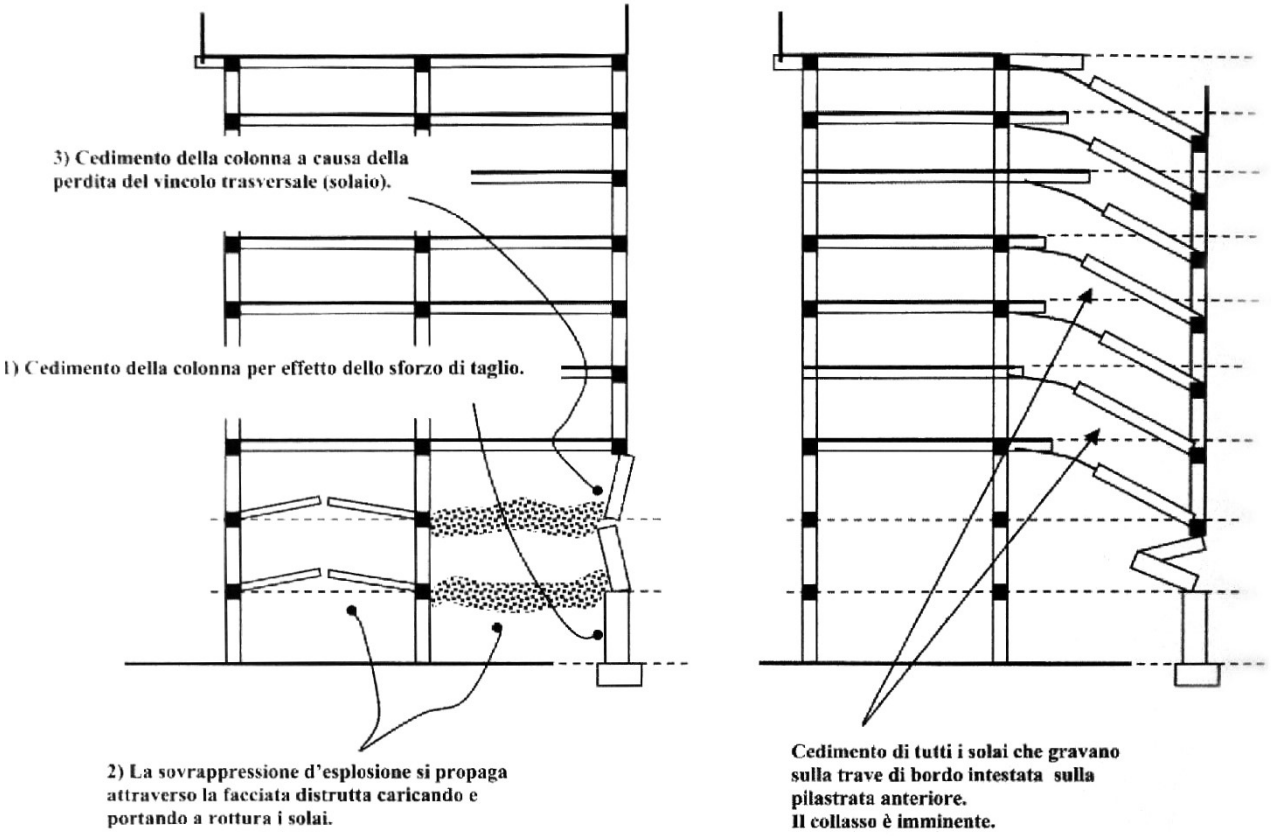


Figura 20: Schema di collasso progressivo dell'edificio federale Murrah Building in Oklahoma City (Genova, et al., 2009).

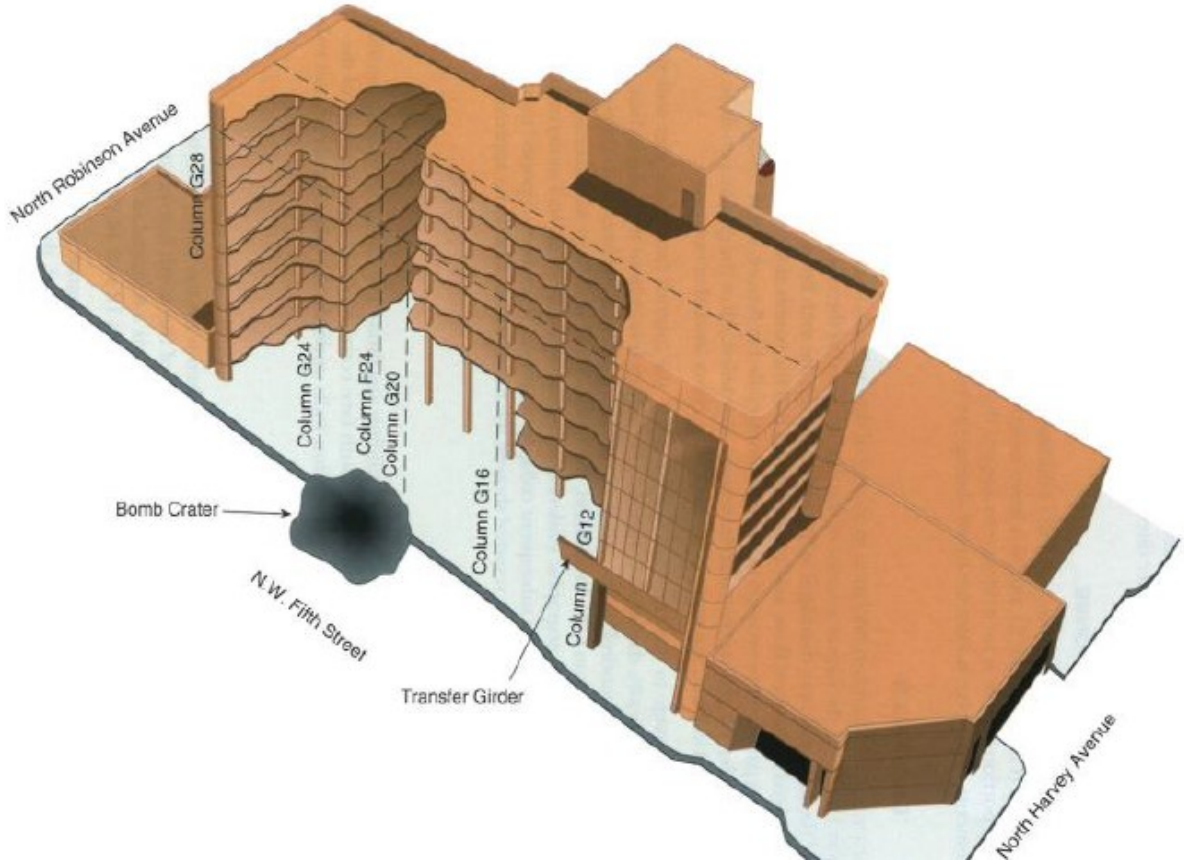


Figura 21: Schematizzazione dell’Alfred Murrah Building a Oklahoma City, in seguito all’esplosione avvenuta nell’aprile 1993, con indicata la linea d’asse dei pilastri distrutti dall’evento (Amoretti, 2014).

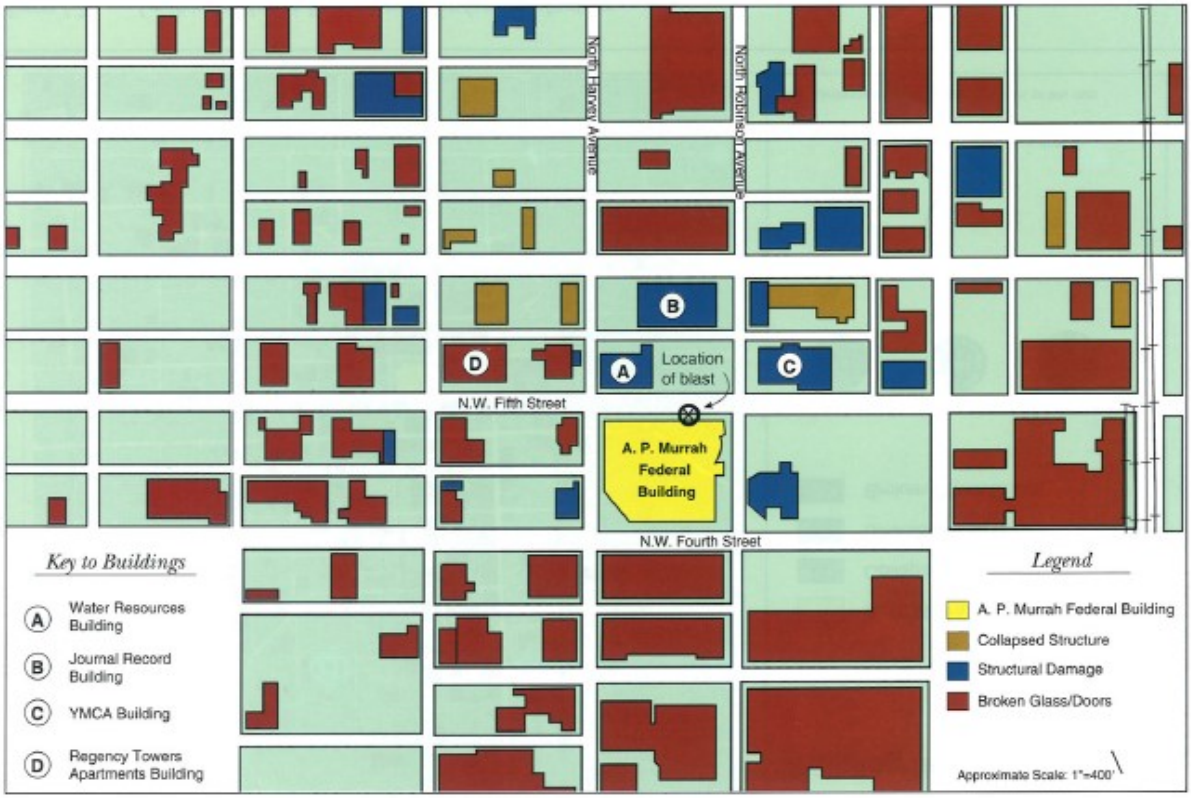


Figura 22: Sono riportati in giallo l'edificio coinvolto da esplosione, mentre in senape le strutture che hanno subito collasso, in blu le strutture danneggiate ed in mattone le opere che hanno manifestato la rottura di vetri o porte nelle vicinanze del Murrah Federal Building (FEMA 277, 1996).

2.2. Classificazione degli esplosivi

Gli esplosivi sono sostanze ad alto contenuto energetico che mediante l'esplosione assumono una configurazione stabile a contenuto energetico inferiore (Malizia, 2010).

Le caratteristiche contraddistinguenti i diversi esplosivi tra loro sono:

- Densità;
- Sensibilità all'innesco;
- Calore di esplosione liberato dall'unità di massa;
- Stabilità della/e sostanza/e costituente/i;
- Pressione o forza specifica;
- Temperatura di esplosione;
- Volume specifico.

È possibile, pertanto, effettuare una classificazione dei materiali esplosivi in base alla facilità con cui è possibile innescare la reazione esplosiva in (Krauthammer, 2008), (Genova, et al., 2009), (Andreotti, 2015):

- Esplosivi primari;
- Esplosivi secondari;
- Esplosivi terziari.

La classificazione qui riportata, è quella impiegata comunemente, ma le diverse tipologie di esplosivi possono anche esser qualificati in base alla capacità di detonare o deflagrare (rispettivamente in high e low explosives), l'impiego a cui sono destinati (demolizione, propulsione, lavoro in cava, miniera) ed alla composizione chimica.

Gli esplosivi primari sono impiegati per innescare gli esplosivi di classe inferiore quali gli esplosivi secondari o le miscele esplosive mediante la formazione di un'onda d'urto o di una fiamma. Presentano un'elevata sensibilità alle sorgenti di innesco ordinario quali percussione, frizione, riscaldamento e scintille. La detonazione di tali sostanze avviene per dissociazione molecolare.

Esempi di esplosivi primari:

- Fulminato di mercurio $(\mathrm{Hg(CNO)_2})$: è impiegato nei detonatori dal 1867, densità 4,43 g/cm^3, temperatura di accensione 186° C, velocità di detonazione[7] 5.400 m/s, sensibile all'urto, attacca i metalli in presenza di umidità, la sua reazione assorbe ossigeno atmosferico;
- Azoidrato di piombo $(\mathrm{Pb(N_3)_2})$: rispetto al composto precedente presenta una stabilità termica superiore, densità 4,71 g/cm^3, temperatura di accensione 343° C, velocità di detonazione 5.300 m/s, se infiammato non brucia ma detona.

Gli esplosivi secondari, invece, necessitano di un innesco realizzato con esplosivo primario per avviare la reazione, determinando quindi una notevole forza di esplosione.

Esempi di esplosivi secondari:

[7] La velocità di detonazione è la velocità con cui l'onda di detonazione si propaga nel mezzo esplosivo, è un parametro caratterizzante la tipologia di esplosivo. È in funzione del grado di confinamento, degli elementi costituenti l'esplosivo stesso, della granulometria delle particelle costituenti, della densità di caricamento e del diametro della carica.

- Trinitrotoluene o TNT $(C_7H_5N_3O_6)$: stabile in forma pura, insensibile agli urti ed alle sollecitazioni in generale, non esplode se sottoposto a fiamma libera, per innescare l'esplosione è necessaria la presenza di un detonatore. Presenta un comportamento fragile per temperature comprese tra 0°C e 35°C, mentre presenta comportamento plastico oltre i 50°C, è insolubile in acqua, mentre è solubile in acetone. Qualora sia presente acqua nel composto in misura superiore al 7%, la detonazione risulta impossibile. È fotosensibile. Densità 1,56 g/cm^3, temperatura di accensione 370° C, temperatura di infiammabilità spontanea 240°C.
- Acido picrico o trinitrofenolo $(C_6H_3N_3O_7)$: è igroscopico, solubile in acqua, benzene, acido nitrico e solforico. Non deve essere posto a contatto con recipienti in piombo per evitare esplosioni accidentali. Ha stabilità al calore non dissimile a quella del TNT. È un esplosivo a bilancio di ossigeno negativo. Nel caso si volesse distruggerlo impiegando acqua e composti a base di sodio, carbonio e zolfo, bisogna prestare attenzione in quanto si possono creare molecole di acido solfidrico ed ammoniaca che sono infiammabili e possono, pertanto generare esplosioni. Punto di fusione 123°C, densità 1,71 g/cm^3, temperatura di accensione 300°C.

Gli esplosivi terziari sono esplosivi a singola molecola, che a differenza dei precedenti richiedono un'iniziazione significante per avviare l'esplosione. La loro produzione ed il loro impiego è più sicuro rispetto a quello delle sostanze precedenti, in ogni caso si devono rispettare le condizioni di sicurezza previste dalla normativa per evitare detonazioni accidentali.

Esempi di esplosivi terziari:

- ANFO (Ammonium Nitrate Fuel Oil NH_4NO_3): è un esplosivo a bassa velocità di detonazione (circa 4.000 m/s) composto da nitrato di ammonio, gasolio ed eventualmente altri additivi;
- Slurry: esplosivo poco sensibile, resistente all'umidità ed all'acqua con componente principale comune all'ANFO. La velocità di detonazione è leggermente superiore all'esplosivo precedente (4.000-4.200 /s). Non è tossico. Ha consistenza gelatinosa.

Si ricorda che si definiscono propellenti, i materiali combustibili contenenti l'ossigeno necessario per la loro combustione (in quanto non sono soggetti ad esplosione) che avviene in maniera violenta e si manifesta tramite fiamme, scintille o crepitii. Fa parte di questa categoria la polvere nera, che è un composto di nitrato di potassio, carbonio e potassio.

2.3. Caratteristiche generali delle esplosioni

Un'esplosione, consiste nel rilascio di energia in tempo ridotto, che determina la formazione di un'onda di pressione che si allontana progressivamente dalla sorgente (Rota).

In base alle caratteristiche della sorgente dell'esplosione si distinguono le esplosioni fisiche e le esplosioni di gas o polveri.

L'esplosione fisica si verifica qualora si danneggi il recipiente in pressione contenente materiale esplosivo, la causa di tale danneggiamento può esser ricercata tra le seguenti:

- Guasto del sistema di regolazione e/o di sfiato della pressione;
- Riduzione dello spessore del contenitore a seguito di corrosione, erosione e/o attacco chimico;
- Riduzione della resistenza del recipiente manifestatasi quale conseguenza del surriscaldamento dello stesso o per la presenza di difetti del materiale (con successivo sviluppo di cricche) o per attacco chimico particolare volto a minare la resistenza del materiale costituente.

L'energia accumulata nel recipiente viene rilasciata in differenti forme:

- Energia cinetica dei frammenti;
- Energia potenziale dei frammenti, manifestata attraverso la deformazione plastica dei frammenti;
- Energia dell'onda di pressione;
- Energia dissipata quale calore nell'aria circostante.

La suddivisione dell'energia nelle varie componenti, è di difficile identificazione, in quanto è variabile nel tempo ed inoltre l'onda di pressione varia tra il 40 e l'80% dell'energia totale (i valori maggiori si manifestano per le rotture fragili), mentre la quota parte restante dell'energia si converte quasi totalmente nell'energia cinetica dei frammenti.

Le esplosioni di gas o polveri (a seconda della dimensione delle particelle) avvengono nel caso di rapida espansione di un gas compresso o nel caso di transizione di fase rapida, senza che avvenga alcuna reazione chimica ed il rilascio energetico si realizza con una reazione chimica di combustione.

Nel caso di presenza di esplosione ed incendio nello stesso ambiente può essere difficile distinguere gli effetti dovuti ad un singolo evento, si ricorda che l'esplosione provoca, prevalentemente danni da sovrapressione e da danneggiamento termico, mentre l'incendio non manifesta gli effetti della sovrapressione.

In funzione della velocità di detonazione (influenzata dalla temperatura, dalla concentrazione dei reattivi e dall'eventuale presenza di sostanze catalizzatrici) le esplosioni possono distinguersi in due fenomeni: le deflagrazioni o esplosioni di primo grado e le detonazioni o esplosioni di secondo grado.

Nel caso di deflagrazione, quando si fornisca in un intervallo temporale limitato, una quantità di energia ad una miscela aria – gas avente composizione rientrante nel campo di esplosività, può avviarsi una reazione spontanea che produce calore. Tale calore determina l'espansione dei prodotti di combustione e lo spostamento della miscela in zone dove la reazione non è ancora avvenuta: in queste aree, si manifestano compressioni che si propagano con la velocità del suono.

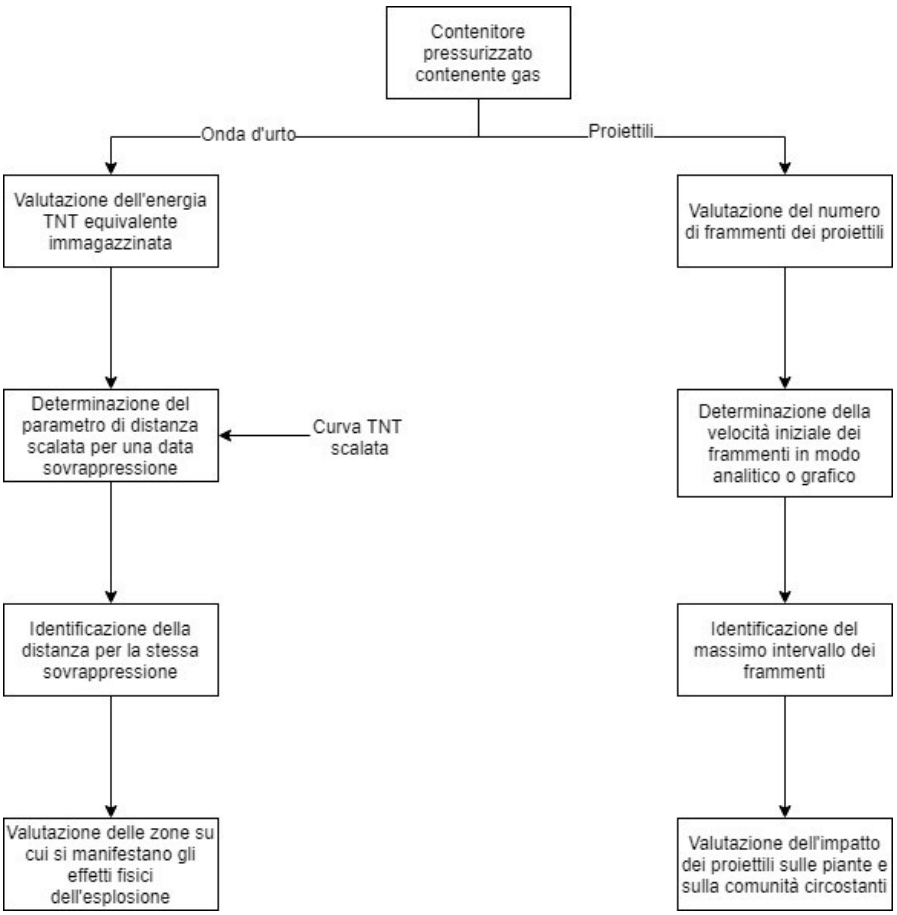


Figura 23: Diagramma logico per la valutazione dell'onda d'urto e degli effetti dei proiettili per la rottura di un contenitore in pressione.

Vetri	
Esplosione	Incendio
• Frammenti piccoli e numerosi; • Rottura radiale dei vetri; • Segni di stress meccanico nei frammenti; • Proiezione a distanza.	• Frammenti grandi e piccoli; • Caduta in prossimità delle finestre.
Vetri e detriti	
Incendio + Esplosione	Esplosione + Incendio
Tracce di annerimento su una faccia	Vetri e detriti puliti

Tabella 6: Analisi dei frammenti e dei detriti nei casi di esplosione o di incendio oppure di entrambi (Genova, et al., 2005)

Qualora la velocità del fronte di fiamma[8] sia sufficientemente alta, le onde di pressione si sovrapporranno tra di loro creando l’onda d’urto; all’aumentare della velocità del fronte di fiamma diminuirà il tempo occorrente per lo sviluppo dell’onda d’urto e determinando un progressivo aumento della sovrapressione.

Nella circostanza di una detonazione si manifesta un meccanismo di combustione di una miscela aria – gas che reagisce in modo spontaneo. L’onda d’urto determina, a sua volta, un aumento della temperatura ed il riscaldamento progressivo dell’ambiente. Qualora il gas presente a monte dell’onda d’urto reagisca con l’ambiente creatosi alimenta a sua volta l’onda d’urto.

[8] Il fronte di fiamma è il luogo dello spazio ove avvengono le reazioni chimiche necessarie alla combustione.

Caratteristiche basilari di un'esplosione:	Fattori influenti sulle caratteristiche dell'esplosione:	Fattori influenti sugli effetti termici e di pressione causati da un'esplosione:
• Lavoro e calore prodotti da una reazione chimica; • Rilascio improvviso di energia; • Formazione di un'onda di pressione o di urto in rapido movimento; • Magnitudo dell'esplosione tale da essere potenzialmente pericolosa.	• Condizioni iniziali delle sostanze reagenti; • Modalità con le quali la sostanza reattiva entra in contatto con l'ossidante e l'innesco; • Grado di dispersione e la miscelazione della sostanza reagente con l'aria; • Ritardo temporale di innesco della miscela esplosiva presente nell'ambiente.	• Tipologia di combustibile impiegato e forma con cui è presente in ambiente; • Concentrazione di combustibile nella miscela; • Omogeneità della diffusione in ambiente; • Energia della fonte di ignizione; • Eventuale presenza di ostacoli nell'ambiente di detonazione; • Caratteristiche geometriche delle barriere di contenimento ove presenti; • Presenza, numero e caratteristiche delle superfici di sfogo presenti nel volume interessato dall'esplosione.

Tabella 7: Fattori che influenzano le caratteristiche ed i danni provocati da un'esplosione.

Deflagrazione	Detonazione
• Innesco da un debole sorgente; • Velocità di fiamma[9] lenta; • L'onda di pressione precede il fronte di fiamma; • Interazione fra l'onda di pressione ed il fronte di fiamma; • Influenza della geometria del sistema; • Il movimento del gas segue il senso della propagazione. • La velocità di deflagrazione è di alcune centinaia di metri al secondo.	• Innesco da una sorgente violenta oppure innesco a seguito di una deflagrazione; • Velocità di fiamma elevata (superiore a 1500 m/s); • L'onda di pressione è prossima al fronte di fiamma; • Velocità di propagazione di fiamma costante; • Indipendente dalla geometria; • Assenza di movimento dei gas in propagazione • La velocità di detonazione è di alcuni chilometri al secondo.

Tabella 8: Differenza tra deflagrazione e detonazione (Andreotti, 2015).

[9] La velocità di fiamma non coincide con la velocità di combustione; la prima indica la prontezza con cui il fronte di fiamma si muove rispetto ad un osservatore fisso, mentre la velocità di combustione indica la celerità di propagazione nei reagenti della fiamma.

È possibile passare dalla deflagrazione alla detonazione tramite un passaggio specifico denominato transizione DDT (Deflagration to Detonation Transition) solo nel caso di nubi confinate; attualmente il fenomeno non è prevedibile, ma esistono dei casi riportati in letteratura. Si conosce solo che tale passaggio è caratterizzato dalla run – up distance[10], che varia in base a: la tipologia di gas, la scabrezza del tubo dove avviene la transizione, il diametro del suddetto tubo, la forza della sorgente di ignizione ed all'eventuale presenza di ostacoli che limitano il flusso. La presenza di sbarramenti infatti, crea stati turbolenti che aumentano la velocità del fronte di fiamma e la pressione di esplosione.

2.4. Classificazione delle tipologie di esplosioni

Sulla base di quanto affermato finora, si possono quindi definire le tipologie di esplosione in Figura 24.

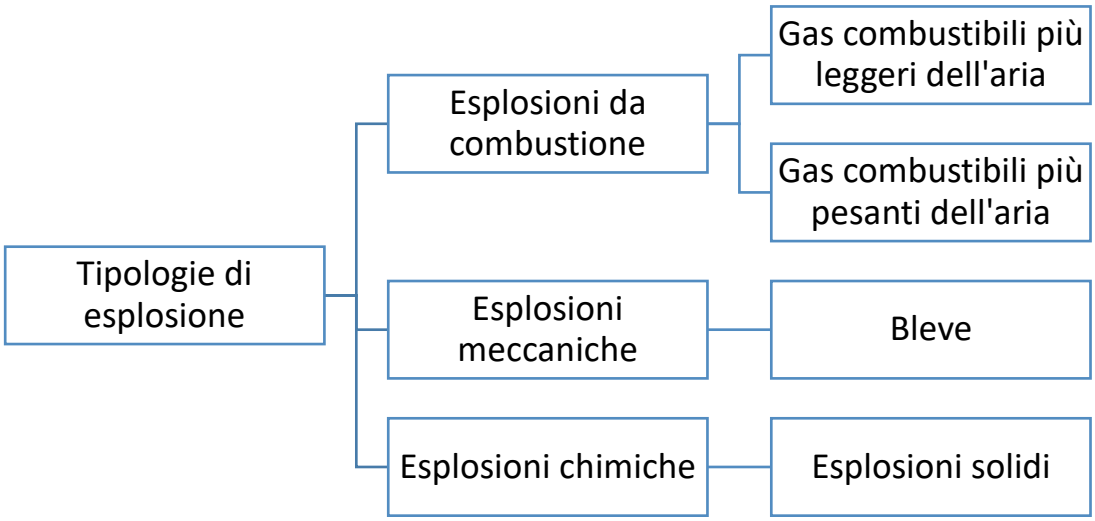


Figura 24: Tipologie di esplosione (Genova, et al., 2005).

Esplosioni da combustione

Sono comuni in ambito civile, derivano dalla combustione di vapori e gas miscelati in aria, determinano un danneggiamento su ampio raggio di tipo omogeneo per via della diffusione del gas nel volume e della lentezza con cui avviene la reazione di combustione (il fronte di fiamma procede con velocità di 3-5 m/s), mentre la sovrapressione si propaga con velocità superiore a quella del suono.

Esplosione meccanica di gas liquefatto – BLEVE (Boiling Liquid Expanding Vapour Explosion)

Secondo l'AIChE (American Institute of Chemical Engineers) avviene quando si manifesta una perdita improvvisa nel contenimento di un gas liquefatto pressurizzato che, al momento del rilascio, si trova al di sopra del suo punto di ebollizione alla pressione atmosferica, ciò determina una rapida espansione del vapore ed un flash del liquido.

Se il liquido soggetto a BLEVE è infiammabile ed al momento della fuoriuscita si imbatte in una sorgente di innesco, allora si avvia la combustione del gas fino alla sua completa estinzione (la durata è di circa 20-30 secondi) e si ha la formazione di una radiazione termica e si parla di fireball.

[10] Distanza in corrispondenza della quale ha luogo la transizione DDT (che si verifica principalmente in tubazioni chiuse), è proporzionale al diametro della tubazione

Se l'innesco della miscela è ritardato si tratta, invece, di flash fire o esplosione di una nube di vapori (VCE – Vapour Confinated Explosion); in questo caso la combustione si propaga rapidamente comportando la genesi di un'onda di pressione.

Esplosione chimica da esplosivo solido (seated explosion)

L'esplosione genera nell'epicentro un cratere, caratterizzato dal danneggiamento e dalla frammentazione. I frammenti generati possono essere proiettati a grande velocità ed elevata distanza, dato il valore elevato raggiunto dalla sovrapressione generata; tali proiettili possiedono una forza tale da incastrarli negli ostacoli presenti nelle vicinanze.

La velocità di propagazione della reazione, è di migliaia di metri al secondo, la sovrapressione non risulta pertanto uniforme, in quanto diminuisce allontanandosi dall'epicentro e con essa il livello di danneggiamento.

2.5. Meccanica e natura delle esplosioni

2.5.1. Epicentro dell'esplosione

Non sempre il luogo di fuoriuscita del combustibile coincide con il luogo dell'innesco. Difficilmente l'epicentro dell'esplosione è individuabile in modo immediato, però per identificarlo si possono studiare le traiettorie dei frammenti esplosi nell'ambiente nel caso di esplosioni solide (o diffuse). Lo stesso non può essere effettuato per le altre tipologie di esplosioni per cui bisogna studiare gli effetti sull'ambiente circostante e procedere a ritroso.

Tramite l'analisi delle caratteristiche dell'epicentro si può giungere alla definizione della sorgente di innesco, oltre che alle modalità. Nel caso di un'esplosione in un'unità abitativa, le possibili fonti di ignizione sono molteplici (elettrodomestici per la preparazione e conservazione dei cibi, caldaia, interruttori ed elementi dell'impianto elettrico, elettrodomestici in generale, superfici riscaldate, fiamme libere, scariche elettrostatiche, etc.), ma talvolta risultano comunque casuali ed imprevedibili, pertanto nello studio dell'epicentro delle esplosioni vanno considerati i seguenti fattori:

- Temperatura di ignizione del combustibile;
- Temperatura della fonte di ignizione;
- Minima energia di ignizione del combustibile;
- Energia di ignizione disponibile presso la fonte;
- Ubicazione della fonte di accensione rispetto al combustibile;
- Presenza contemporanea di combustibile e fonte di ignizione nell'epicentro.

Si ricorda che la condizione necessaria perché si verifichi un'esplosione è che vi sia la contemporanea presenza del combustibile, dell'ossidante e della sorgente di ignizione: infatti l'assenza anche di uno solo di questi elementi, determina l'impossibilità di accadimento del fenomeno.

L'ossidante comunemente impiegato è l'ossigeno atmosferico, ma il medesimo ruolo è svolto da sostanze quali nitrato di ammonio, nitrato di sodio, nitrato di bario, perossido di idrogeno, acido perclorico ed acido clorico.

Tuttavia, la rimozione della sola sorgente di innesco non garantisce l'impossibilità di innesco, perché alcune sostanze possiedono un'energia di innesco così bassa da non ridurre il rischio di esplosione.

2.5.2. Grado di confinamento dell'esplosione

Lo studio di questa caratteristica delle esplosioni, è di vitale importanza per stimare correttamente le conseguenze delle esplosioni sull'uomo e sulle strutture, così da individuare le zone più vulnerabili e predisporre adeguate misure di protezione e di mitigazione.

In funzione del grado di confinamento dell'esplosione si possono distinguere tre tipologie di esplosioni: esplosioni confinate, esplosioni semi – confinate, esplosioni non confinate.

Esplosioni confinate o VCE (Vapour Confinated Explosion)

Si verificano in ambienti chiusi quali tubazioni, laboratori e magazzini. Possono causare danni non solo a causa dell'onda d'urto, ma anche per la proiezione di frammenti.

Per contenere i danni provocabili da questo tipo di esplosioni, ogni recipiente soggetto a pericolo di esplosione deve essere dotato di idoneo sistema di depressurizzazione, atto a decrementare la pressione interna del recipiente entro i valori di resistenza dello stesso.

La combustione avviene, in genere in condizioni isocore (cioè a volume costante), la pressione massima che può essere raggiunta è circa pari a 9 bar. Questo valore si raggiunge solo come prodotto della reazione di combustione ad alta temperatura, in quanto il recipiente contenente il gas cede ad una pressione minore.

Al momento dell'avvio dello sfogo del gas verso l'ambiente esterno, la velocità di incremento della pressione è regolata da una relazione tra la velocità di fiamma genera gas e la velocità di propagazione dei gas combusti o incombusti si propagano dall'apertura del recipiente. All'aumentare della velocità di produzione dei gas rispetto a quella di fuoriuscita, la pressione interna al recipiente aumenterà, mentre in caso contrario, la pressione decrescerà. La pressione raggiunta da questo tipo di esplosione, risulta funzione della velocità di combustione dei gas e delle dimensioni dell'ambiente di esplosione.

Esplosioni semi – confinate

Sono più pericolose delle precedenti, perché la presenza di ostacoli alla propagazione del fronte di fiamma, genera delle accelerazioni (sono sempre prevedibili), che provocano un aumento del picco di sovrapressione.

Parte della combustione avviene in condizione isocora, poi in seguito alla rottura del recipiente avviene in condizioni miste, dove il valore della pressione dipende dalla velocità di combustione. La sovrapressione varia da alcune decine di millibar ad alcuni bar.

I picchi di pressione che, nel caso precedente erano ben definiti e distinti, in questo caso possono esser fusi in un unico picco di pressione avente un valore inferiore.

Le superfici aperte che permettono di sfogare la pressione sono progettate ad hoc, in modo da cedere per pressioni inferiori di quelle massime previste, così da contenere il danno al resto della struttura.

La pressione in un'esplosione di questo genere è influenzata dalla distribuzione della miscela, dalla geometria dell'ambiente (incluso il punto di innesco), dall'effetto delle condizioni iniziali e dai meccanismi di accelerazione del fronte di fiamma.

La Figura 26, riporta il caso in cui ricadono le esplosioni che avvengono nelle strutture; in genere in queste situazioni si possono individuare tre fasi:

- Fase 1: l'esplosione avviene in modalità isocora, è la fase transitoria in quanto la rottura del recipiente contenente le sostanze esplosive non è ancora avvenuta;

- Fase 2: l'esplosione non è più contenuta nel recipiente, pertanto la stessa si evolve come due processi distinti:
    - Il primo è guidato dalle dimensioni dell'apertura di sfogo che determina la migrazione degli effetti esplosivi al di fuori dell'ambiente confinato mediante un'onda di pressione;
    - Il secondo è regolato dalla velocità di combustione della reazione e si può osservare una momentanea diminuzione della pressione interna;
- Fase 3: dopo il calo provvisorio della pressione interna, questa torna ad accrescersi mentre il volume dei gas prodotti dalla combustione supera quella di sfogo. Il fronte di fiamma assume presumibilmente forma sferica in prossimità delle pareti dell'ambiente. Lo sfogo in ambiente non confinato procede nonostante la diminuzione della pressione e con esso si estingue gradualmente il processo di combustione.

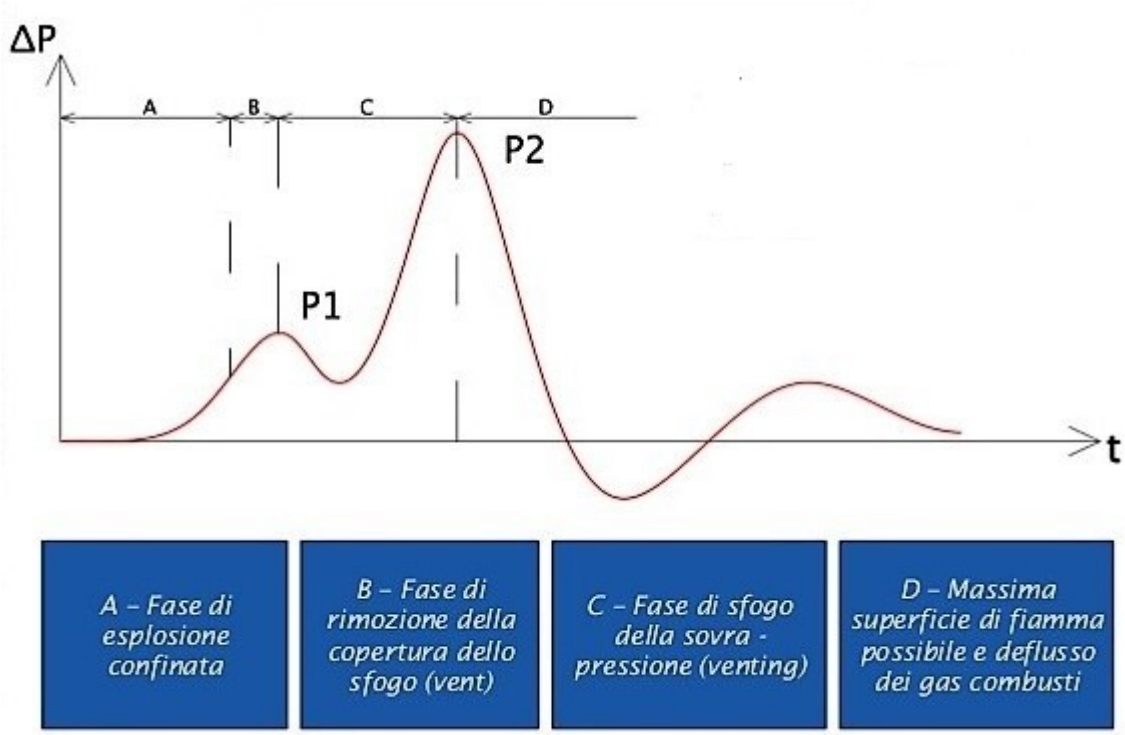


Figura 25: Evoluzione della sovrapressione in esplosioni semi – confinate di aria – gas (Lucidi, 2012).

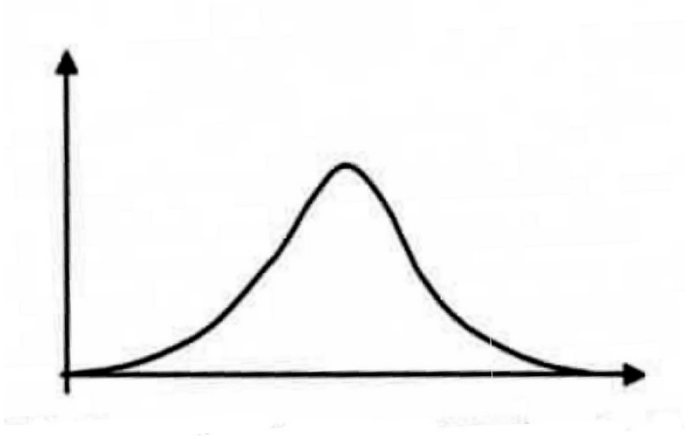


Figura 26: Esplosione semi - confinata con singolo picco di pressione (Genova, et al., 2005).

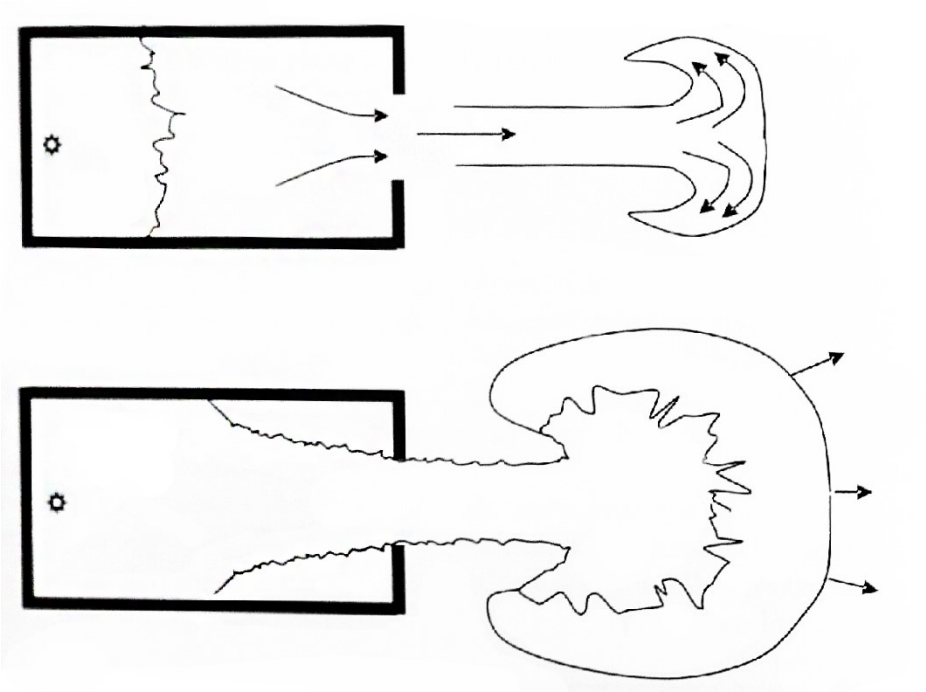


Figura 27: Evoluzione dell'esplosione da un ambiente semi - confinato verso l'ambiente esterno, con caratteristica espulsione di miscela in grado di generare fireball (Genova, et al., 2009).

Esplosioni non confinate di nubi di vapore (UVCE – Unconfined Vapour Cloud Explosion)

Nel caso di rottura di una barriera di contenimento, l’elemento infiammabile libero di muoversi, si può diffondere e creare una nube di vapore che può svilupparsi in differenti modi:

- La dispersione procede fino a quando la miscela non decade, il tutto avviene senza costituire alcun pericolo;
- La miscela viene innescata da una fonte di calore e brucia lentamente;
- La miscela viene innescata da una fonte di calore e la combustione avviene con una velocità tale da generare onde esplosive che si propagano nella miscela, fino a giungere ai confini della nube e procedere quindi nell’atmosfera circostante. Questo è il caso delle esplosioni non confinate di nubi di vapore (UVCE).

La miscela esplosiva forma nell’ambiente isobaro una nube. Tale nube al momento dell’innesco, avrà una determinata forma (emisferica, cilindrica piatta e piumata), in base alle modalità di rilascio della nube e delle condizioni dell’ambiente (atmosferico e locale), verrà influenzato il processo di detonazione.

Il valore della sovrapressione varia da pochi millibar a centinaia di millibar in funzione di:

- Dimensione della nube;
- Velocità di detonazione;
- Massa di sostanza infiammabile presente;
- Grado di reattività della miscela infiammabile;
- Grado di confinamento.

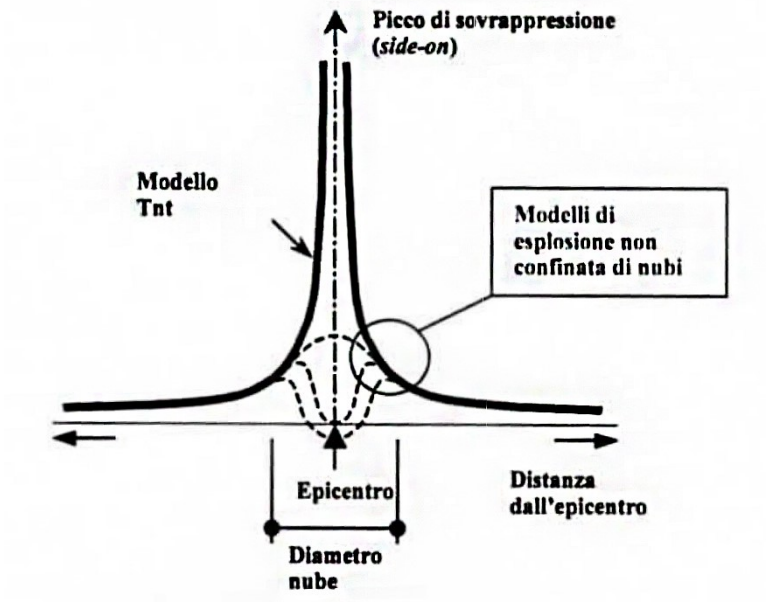


Figura 28: Andamento del picco di sovrapressione di tipo statica del modello TNT e di alcuni modelli di esplosione di nubi non confinate (Fonte: Marshall, Institution of chemical engineers, 1976).

In genere, il processo di combustione si svolge velocemente; talvolta la velocità di propagazione della fiamma è tale da determinare il danneggiamento delle strutture nelle vicinanze, per la potenza sprigionata dall'onda di pressione.

Gli effetti di una UVCE vengono, in via approssimativa, valutati generalmente, mediante il Metodo del TNT equivalente. Tale approccio permette di determinare i parametri caratterizzanti l'esplosione in funzione della distanza scalata, procedendo alla conversione di un certo quantitativo di esplosivo in una quantità equipollente di TNT in termini di energia sprigionata:

$$M_{TNT} = \alpha_c M_f \frac{\Delta H_F}{\Delta H_{TNT}} \tag{2. 1}$$

Dove M_{TNT} è la massa di TNT equivalente ricercata espressa in kg, M_f è la massa di esplosivo coinvolto (espresso anch'esso in kg), α_c è il fattore di equivalenza energetica (adimensionale), ΔH_F è l'entalpia di detonazione del TNT pari a $4{,}6 \times 10^6\ J/kg$ e ΔH_{TNT} è l'entalpia di combustione espressa in J/kg.

L'impiego di tale approccio può anche esser fatto nel caso di esplosioni semi – confinate nell'ipotesi di esplosione isoterma di un gas ideale.

Al fine di valutare gli effetti di una nube di vapori confinati, oltre al Metodo del TNT equivalente, è possibile adottare i seguenti approcci:

- Metodo dei cerchi di danno;
- Metodo Wieckema;
- Metodo multi energia.

2.5.3. Esplosione di gas, vapori, nebbie, sostanze liquidi e polveri

Si rammenta che gli incendi o le esplosioni per avvenire, necessitano della presenza contemporanea degli elementi costituenti il "Triangolo del Fuoco" cioè combustibile, ossidante e fonte di ignizione.

Nel caso tale condizione venga rispettata e si analizzino delle esplosioni in un sistema chiuso, dove avvenga la combustione di gas, vapori e polveri, si evidenzia come le stesse siano caratterizzate da due parametri. Il primo è la massima pressione dell'esplosione confinata, che varierà tra le sei e le dieci volte

la pressione assoluta alla quale si trovava la miscela nelle condizioni iniziali, ed è esprimibile tramite la legge dei gas perfetti (2. *2*).

$$P = n\frac{RT}{V} \tag{2. 2}$$

Il secondo parametro è la velocità con cui varia la pressione del tempo ed è espressa tramite $\left(\frac{dP}{dt}\right)_{max}$; a parità degli altri parametri, la velocità di sviluppo della sovrapressione prodotta dall'esplosione diminuisce all'aumentare del volume di prova.

Il termine $\left(\frac{dP}{dt}\right)_{max}$ prende anche il nome di violenza di esplosione o maximum rate of pressure rise e permette di identificare mediante legge cubica il parametro definente il comportamento esplosivo di una miscela K_{index} (il pedice varia a seconda si tratti di gas, polveri e liquidi):

$$K_{index} = \left(\frac{dP}{dt}\right)_{max} \sqrt[3]{V} \tag{2. 3}$$

Oltre alla presenza degli elementi costituenti il "Triangolo del Fuoco" nel caso di miscele infiammabili aria – gas o aria – vapori, è necessario che la miscela ricada nel campo di infiammabilità o di esplosività, infatti se è al di sotto del limite inferiore (LFL – Lower Flammability Unit – o LEL – Lower Explosion Limit) si ritrova non innescabile per mancanza di combustibile; se il combustibile invece, è troppo ricco nella miscela, la stessa rischia di superare il limite superiore del campo di infiammabilità (UFL – Upper Flammability Unit – o UEL – Upper Explosion Limit) e non bruciare. Tali limiti descrivono un campo più ampio di esplosività al variare della temperatura.

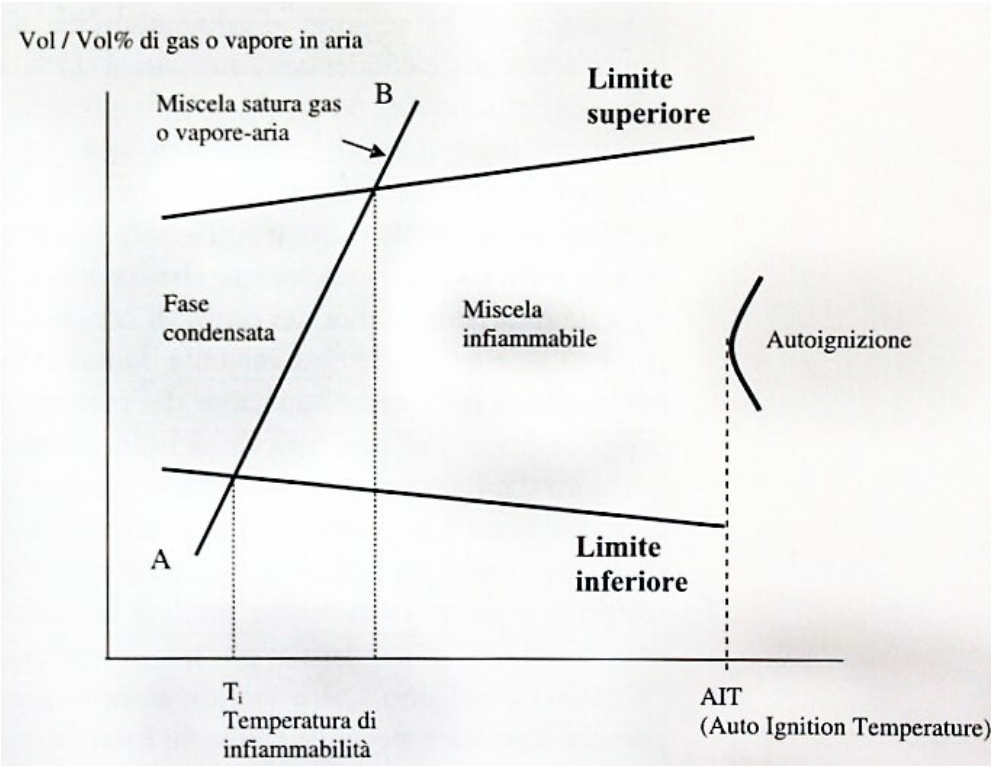


Figura 29: Limiti di infiammabilità di una miscela al variare della temperatura (Genova, et al., 2009).

Nota la composizione di una miscela è possibile definirne, in base alla composizione il campo di infiammabilità, il valore minimo di ossigeno che deve essere presente per garantire la combustione, tale grandezza è identificata sotto l'acronimo LOC (Limiting Oxygen Concentration), il tutto è, però, chiaramente influenzato da alcune condizioni ambientali quale pressione e temperatura.

Nel caso di dispersione di sostanze infiammabili in area sotto forma di nebbie o aerosol, occorre prestare particolare attenzione in quanto hanno la capacità di esplodere a temperature inferiori al loro

punto di infiammabilità; è il caso degli idrocarburi pesanti impiegati largamente in campo industriale (Figura 30).

Per le nebbie e gli aerosol, data l'impossibilità di valutare correttamente le concentrazioni, il valore del limite inferiore di infiammabilità ha lo scopo puramente preventivo, volto ad identificare e mettere in atto le misure volte alla prevenzione ed alla protezione nei riguardi dei fenomeni esplosivi; tale approccio ha importanza rilevante nel caso di impianti industriali. Il limite superiore di esplosività, possiede scarso interesse data anche la difficoltà nella valutazione dello stesso.

Per le sostanze sotto forma liquida è utile definire (in modo empirico) la temperatura di flashpoint che permette di valutare il rischio di esplosione delle stesse; in corrispondenza di tale temperatura, il liquido non è capace di alimentare in modo continuo una fiamma sulla propria superficie, in particolare è noto che minore è la temperatura di flashpoint maggiore è il rischio di esplosione che si corre.

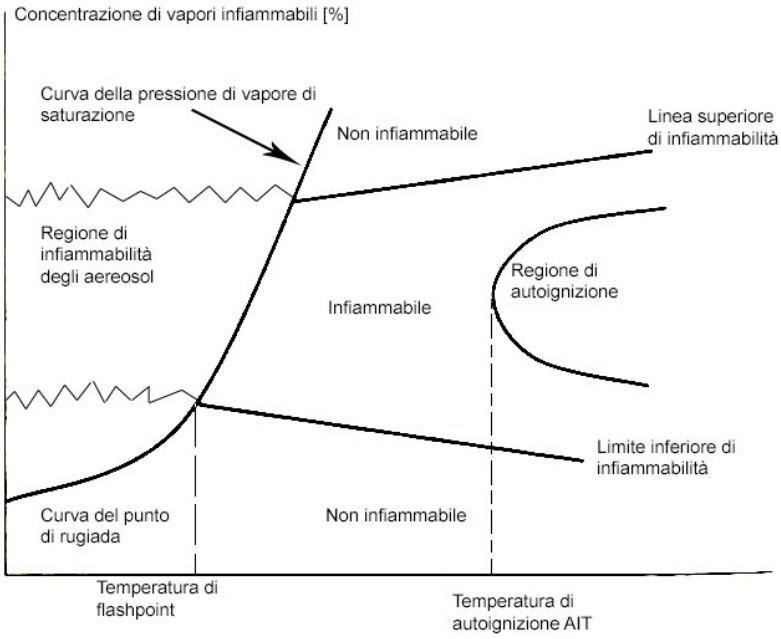


Figura 30: Rappresentazione grafica del concetto di limiti di infiammabilità di un aerosol (Genova, et al., 2009)

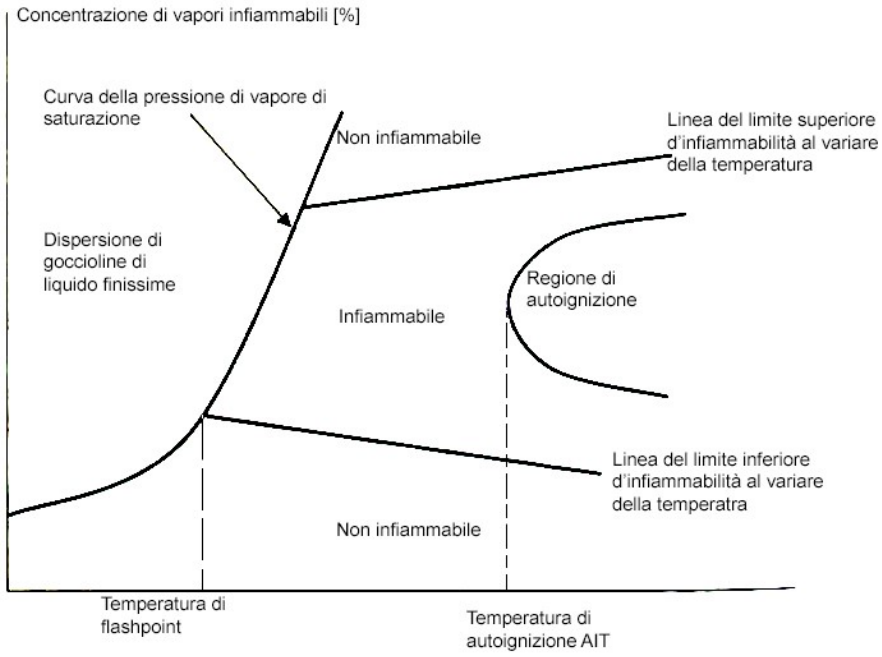


Figura 31: Comportamento dei vapori di una sostanza liquida infiammabile in funzione del flashpoint, della curva del vapore satura e dei limiti di infiammabilità (Genova, et al., 2009).

La Figura 31 evidenzia l'andamento esponenziale della curva della pressione del vapore saturo all'aumentare della temperatura; si osservi come:

- La temperatura di flashpoint sia individuata dall'intersezione del massimo valore del limite inferiore di infiammabilità con la sopraccitata curva;
- Al crescere della temperatura si procede verso la zona di autoignizione, il cui valore minimo è nota come temperatura di autoignizione o AIT.

Per le sostanze infiammabili sotto forma di polvere (avente quindi granulometria inferiore a 420 µm), particolare importanza assume la dimensione dei grani: per dimensione dei grani ridotta, la rapidità della reazione aumenta e con essa anche la sovrapressione massima registrata durante una combustione isocora, indicata con K_{st} da inserire nella (2. 3) e viceversa. Al parametro K_{st} si associa la classe di esplosività della polvere.

Anche nel caso di polveri, è possibile definire il LFL, intesa quale concentrazione espressa in g/m^3 al di sotto della quale cessa la propagazione autonoma della fiamma. In modo analogo a quanto visto per nebbie ed aerosol, anche l'UFL è di difficile valutazione.

2.5.4. Esplosioni interne

Si rammenta che le esplosioni all'interno di ambienti, costruzioni, opere dotate di vent sono quindi esplosioni semi – confinate (già trattate in precedenza).

Un'esplosione semi – confinata, tipica delle esplosioni interne alle strutture, è caratterizzata dalla successione di tre fasi:

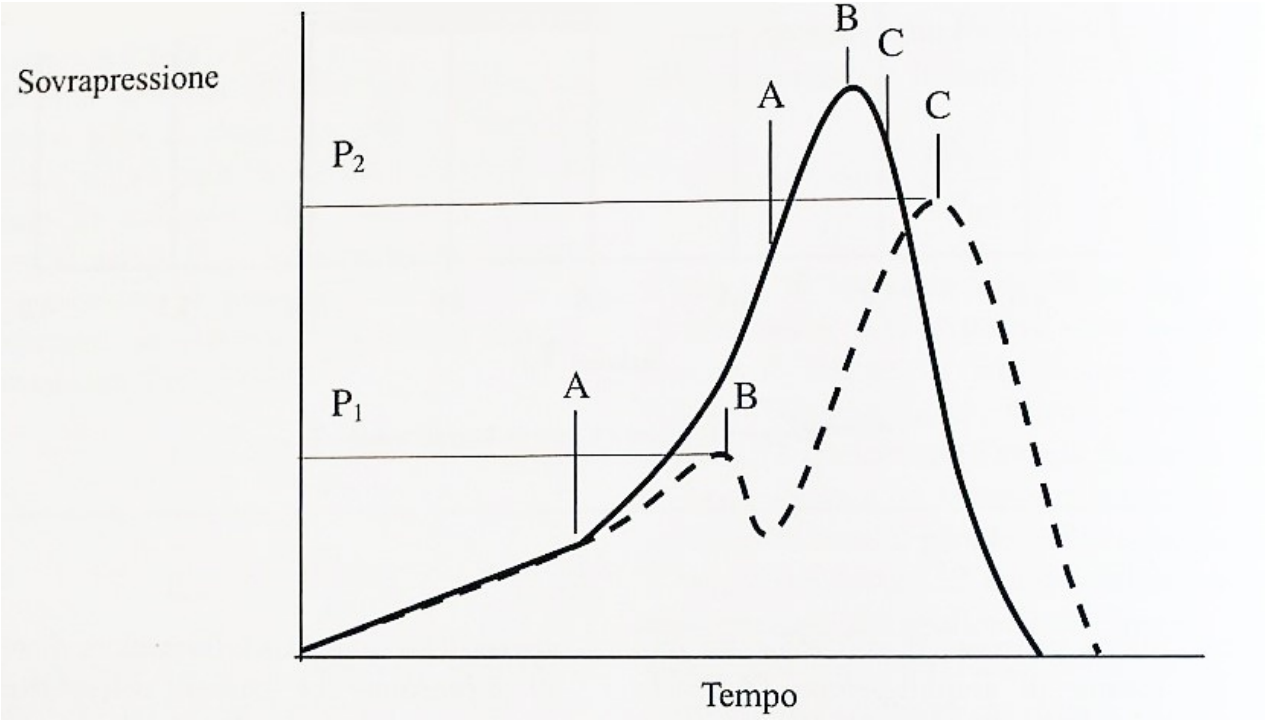
1. Fase iniziale di esplosione confinata: avviene prima dell'espulsione della superficie di sfogo
2. Fase di espulsione del vent: a causa dell'alta pressione generata dai gas, questi cercano una superficie di sfogo, creando un vent;
3. Fase di espulsione del vent: i gas prodotti dall'esplosione fluiscono verso l'esterno attraverso la superficie creatasi al punto precedente.

I vent sono elementi di chiusura, che confinano con l'ambiente, sono in grado di cedere a bassa pressione e permettono un flusso di gas verso l'esterno.

Nel caso in cui avvenisse un'esplosione in ambiente chiuso, la sovrapressione generata potrebbe essere anche dieci volte la pressione assoluta iniziale; data l'esosità e le difficoltà che si riscontrerebbero nel progettare e realizzare ambienti resistenti a pressioni così elevate, si suole concepire sì sistemi confinati in grado di resistere all'onda d'urto dell'esplosione (mediante impiego del criterio costruttivo EPSR – Explosion Pressure Shock Resistant), ma che siano dotati di superfici di sfogo o vent in grado di limitare la sovrapressione conseguente l'esplosione.

In Figura 32 si osserva l'andamento della pressione in funzione della pressione a cui è stato progettato il vent: se il trend è marcato da una linea tratteggiata, la superficie è stata progettata per resistere a basse pressioni, in caso contrario si osserva una linea continua. Nel primo caso della linea tratteggiata si osservano due picchi distinti, dove il primo si verifica al momento dello sfogo, mentre il successivo si manifesta poco prima del termine del processo di combustione. Gli stessi non si registrano nel caso di vent progettati per resistere ad alte pressioni, dove il transitorio per l'espulsione della superficie di sfogo è necessariamente inferiore, ciò determina la congiunzione dei due picchi in uno solo dal valore maggiorato.

Si rammenta che la pressione all'interno di un ambiente confinato o semi – confinato è influenzata dalla velocità di fiamma.



A – Inizio dell'apertura della superficie di sfogo;
B – Eventuale inversione di tendenza temporanea, qualora il volume dei gas espulsi superi il volume dei gas prodotti dalla combustione;
C – Inizio dello stadio finale in cui il volume dei prodotti di combustione non riesce più a compensare i gas espulsi. Tale stadio inizia quando il fronte di fiamma sferico è prossimo alle pareti, si riduce drasticamente il volume di gas prodotti dalla combustione della miscela ubicata nei vertici del volume di confinamento.
Superfici di sfogo:
con linea continua si indicano le superfici di sfogo con alte pressioni di apertura, mentre
con la linea tratteggiata si indicano le superfici di sfogo con basse pressioni di apertura

Figura 32: L'effetto della pressione di apertura della superficie di sfogo sui picchi di pressione (Genova, et al., 2009).

Qualora la realizzazione delle superfici di sfogo non sia possibile e non sia altresì possibile contenere gli effetti dell'esplosione nel luogo di deflagrazione, le metodologie progettuali adottabili sono:

- Contenimento dell'esplosione nell'ambiente grazie al comportamento elastico delle pareti;
- Contenimento dell'esplosione nell'ambiente che subisce deformazioni permanenti tali che non determinino il collasso dello stesso.

Attraverso le superfici di sfogo, i gas combusti generati da un'esplosione e parte di quelli incombusti si espandono, transizione determinando la diminuzione della sovrapressione causata dall'esplosione. In seguito all'esplosione, vi è l'espulsione del vent, a cui fa seguito, oltre ai gas combusti e quelli incombusti, un'onda di pressione; risulta però, più pericolosa la massa di gas incombusti fuoriuscita in quanto potrebbe innescarsi a sua volta provocando incendi e/o esplosioni secondari. Si osservi che quanto prima avviene l'allontanamento del vent, maggiore sarà la quantità di materiale incombusto fuoriuscito e con esso il rischio di successivi fireball di dimensioni crescenti all'ampliamento della quantità di materiale fuoriuscito. Se la superficie del vent è progettata per resistere a pressioni superiori, gli effetti sull'ambiente esterno sono inferiori, ma saranno maggiori quelle all'interno.

Un'esplosione semi – confinata è pertanto, influenzata dai seguenti fattori:

- Distribuzione della miscela;
- Geometria dell'ambiente e punto di innesco;
- Effetto della temperatura e delle pressioni iniziali presenti nell'ambiente;
- Meccanismi di accelerazione della fiamma.

La pressione relativa di progetto resistente alla sovrapressione P_{red}, in questo caso consente di proteggere una generica struttura da deformazioni permanenti e rottura e vale:

$$P_{es} = 1{,}5\,\frac{P_{red}}{f_y} \tag{2. 4}$$

$$P_{es} = 1{,}5\,\frac{P_{red}}{f_u} \tag{2. 5}$$

La pressione relativa di progetto P_{es} è data dal rapporto tra la sovrapressione P_{red} ed il valore ottenuto dal rapporto tra il carico di snervamento e quello ammissibile f_y oppure il valore ottenuto dal rapporto tra il carico di rottura e quello ammissibile f_u.

Al fine di giungere ad una progettazione cautelativa ed idonea nei riguardi dei fenomeni esplosivi che possono occorrere in una struttura, deve essere considerata la spinta esercitata dalla deflagrazione sulla costruzione (applicata al centro dell'area di sfogo), oltre alla durata dell'applicazione della spinta stessa, tali grandezze valgono rispettivamente:

$$F_r = 120\ P_{red} A_{vent} \tag{2. 6}$$

$$t_{spinta} = 0{,}0043\left(\frac{P_{max}}{P_{red}}\right)^{1/2}\left(\frac{V}{A_{vent}}\right) \tag{2. 7}$$

Dove F_r è la forza di reazione sulla struttura [kN], P_{red} è la massima pressione relativa ammessa nell'ambiente [bar], A_{vent} è l'area di sfogo $[m^2]$, P_{max} è la massima pressione [bar], V è il volume dell'ambiente $[m^3]$.

In particolare, il tempo di spinta ed il periodo proprio della struttura se correlati tra loro, determinano la definizione del fattore di amplificazione dinamica (DLF – Dynamic Load Factor); quest'ultimo parametro permette il passaggio dall'azione dinamica esplicata dall'esplosione sulla struttura ad una forza di carattere statico equivalente come segue:

$$F_{statica} = 120\ P_{red} A_{vent} DLF \tag{2. 8}$$

La sovrapressione di esplosione può esser valutata mediante metodi empirici oppure metodi di fluidodinamica computazionale (CFD Computational Fluid Dynamics) di cui esistono diversi software sul mercato. I modelli empirici hanno la seguente formulazione generale:

$$P_{expl} = f(P_V, V, W, K, S_L) \tag{2. 9}$$

Dove P_{expl} esprime la sovrapressione di esplosione [mbar], P_V è la sovrapressione di rottura della superficie di sfogo [mbar], V è il volume ove avviene l'esplosione $[m^3]$, K è il coefficiente di sfogo [adim], S_L è la velocità laminare di combustione[11] $[m/s]$, W è la massa per unità di superficie dell'elemento di sfogo $[kg/m^2]$.

Di seguito è riportato un prospetto riguardante i principali modelli empirici dove λ esprime la densità di energia della miscela presente nel volume, mentre λ_0 è la densità di energia sufficiente alla rimozione del pannello di sfogo, sono entrambe espresse in $[kJ/m^3]$.

Autore	Formule	Campo di validità
Cubbage – Simmonds (1955-1957)	$\begin{cases} P_1 = \dfrac{S_L(4{,}3KW + 28)}{V^{1/3}} \\ P_2 = 58 S_L K \\ P_{max} = P_1 + P_2 \end{cases}$ (2. 10)	$\begin{cases} 1 < \dfrac{L_{max}}{L_{min}} < 3 \\ K < 5 \\ W < 24\ kg/m^2 \\ V \leq 200\ m^3 \end{cases}$ (2. 11)
Cubbage – Marshall (1972-1974)	$P_{max} = P_V + {S_L}^2 \left(\dfrac{23KW}{V^{1/3}}\right) f(\lambda, \lambda_0)$ (2. 12)	$\begin{cases} 1 < \dfrac{L_{max}}{L_{min}} < 3 \\ K < 4 \\ 2{,}4\ kg/m^2 < W < 24\ kg/m^2 \\ P_V < 490\ mbar \end{cases}$ (2. 13)
Rabash (1976)	$P_{max} = 1{,}5 P_V + 77{,}7 S_L K$ (2. 14)	$\begin{cases} 1 < \dfrac{L_{max}}{L_{min}} < 3 \\ K < 5 \\ W < 24\ kg/m^2 \\ P_V < 70\ mbar \end{cases}$ (2. 15)
Rabash et al.	$P_{max} = 1{,}5 P_V + S_L \left[\dfrac{(4{,}3KW + 28)}{V^{1/3}}\right]$ (2. 16)	$\begin{cases} 1 < \dfrac{L_{max}}{L_{min}} < 3 \\ K < 5 \\ W < 24\ kg/m^2 \\ P_V < 70\ mbar \end{cases}$ (2. 17)
Genova, Silvestrini, Simonetti (2002)	$P_{max} = P_V + S_L \left(\dfrac{4KW}{V^{1/3}} + 70K\right)$ (2. 18)	$\begin{cases} 1\ m^3 < V < 60\ m^3 \\ 1{,}6 < K < 7{,}6 \\ W < 4\ kg/m^2 \\ P_V < 500\ mbar \end{cases}$ (2. 19)

Tabella 9: Principali metodi empirici per la predizione della sovrapressione massima (Genova, et al., 2005), (Genova, et al., 2009).

[11] La velocità laminare di combustione (o Laminar Burning Velocity) è la velocità di spostamento del fronte di fiamma che si sposta rispetto ai reagenti che si trovano davanti al fronte.

2.5.5. Esplosioni esterne

Quando l’esplosione avviene all’esterno di una costruzione, la stessa è soggetta a:

- Un’onda di sovrapressione che procede con la velocità locale del suono (influenzata dalla sovrapressione dell’onda di esplosione);
- Una vibrazione del suolo che si propaga a partire dall’epicentro dell’esplosione.

L’onda di esplosione (blast wave) in funzione del suo andamento si distingue in:

- Onda d’urto (shock wave): è causata dalla detonazione, la pressione aumenta quasi istantaneamente, per poi tornare abbastanza velocemente al valore atmosferico, quindi diminuire e provocare un’azione di suzione verso l’epicentro (pertanto si ha una fase positiva seguita da una negativa). Si manifesta uno spostamento d’aria non trascurabile;
- Onda di pressione (pressure wave): si verifica una crescita graduale di pressione a cui talvolta, seguita da una fase negativa. Lo spostamento d’aria è trascurabile.

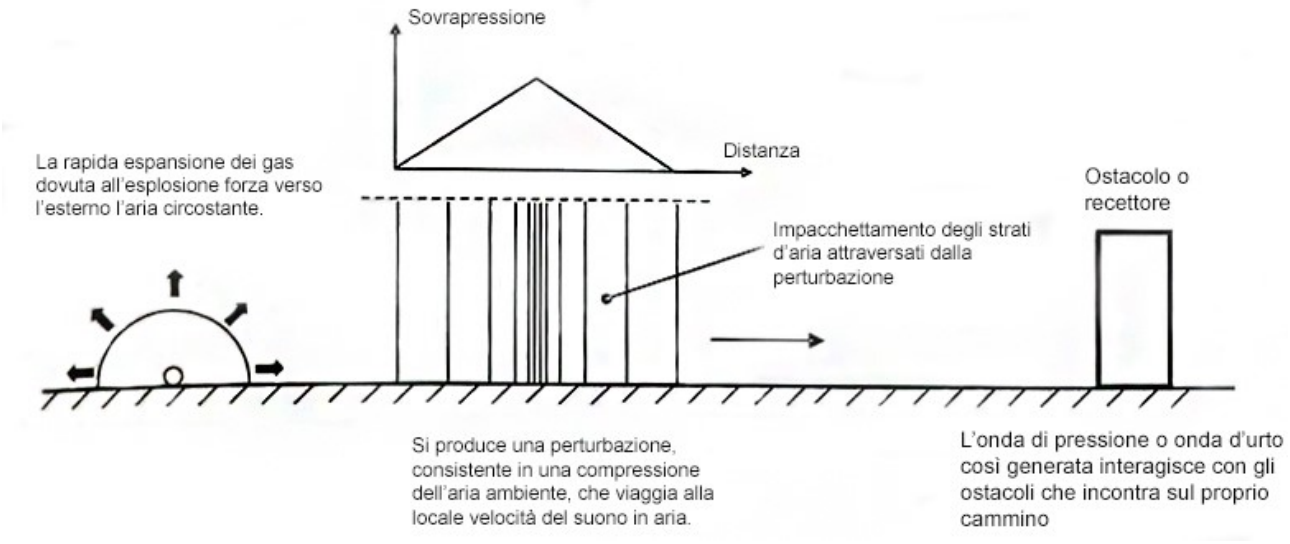


Figura 33: Rappresentazione sintetica della formazione e della propagazione di un'onda di esplosione (Genova, et al., 2009).

Nel caso di esplosione esterna alla costruzione (Figura 34), l’onda generatasi si propaga fino a che la stessa incontra un ostacolo, quindi è soggetta a riflessione ed inverte il verso di propagazione, che determina un aumento del carico sopportato dalla superficie esposta, che segue le leggi di rifrazione rispettate da qualsiasi tipo di onda. In particolare, in corrispondenza degli spigoli vi è una rottura del fronte che produce ad un’onda di rarefazione; ad una distanza definita si registra la medesima pressione che si potrebbe misurare in assenza di riflessione.

Analizzando lo stato della facciata posteriore della struttura, si osserva la diffrazione dell’onda, che determina la sovrapressione anche sul prospetto posteriore.

La risposta elastica della struttura e degli elementi strutturali ad azioni esplosive di breve durata è influenzata dall’intensità del carico e dal comportamento dinamico della struttura.

La struttura tende, quando soggetta ad esplosione, a rispettare la Prima Legge di Newton; nel caso di esplosione l’inerzia della costruzione agisce in due fasi: la prima in cui cerca di mantenere l’opera in condizione di quiete, nella seconda fa sì che lo stato di moto venga re – indirizzato verso i vincoli.

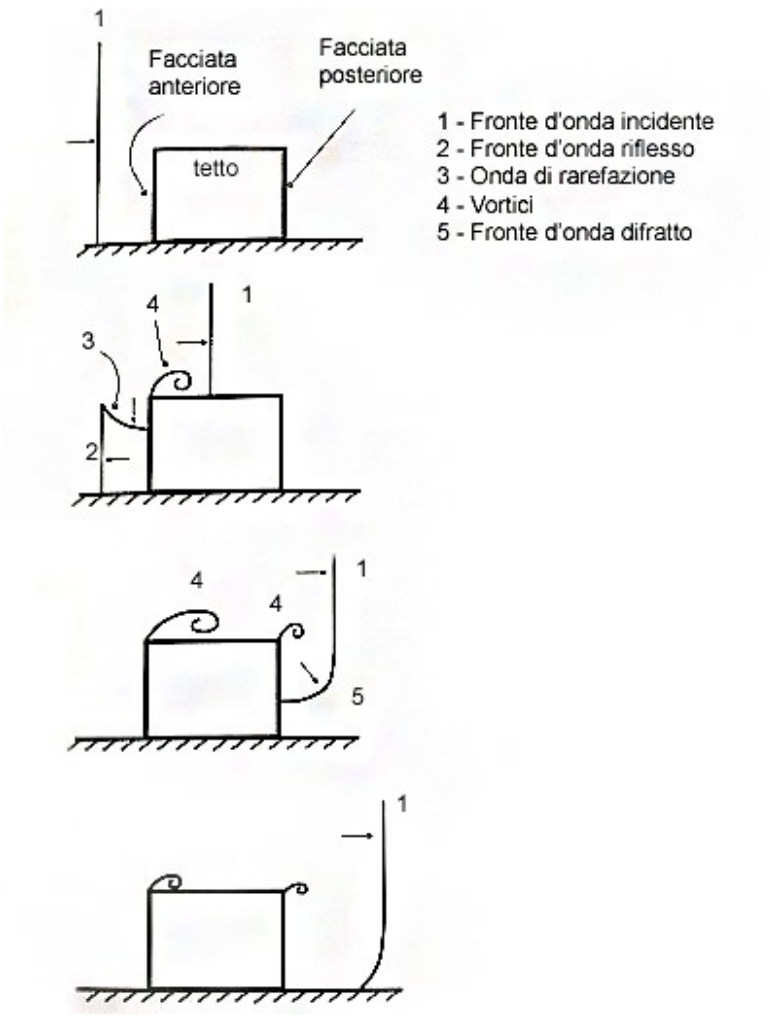


Figura 34: Meccanismo di interazione tra il fronte d'onda di un'esplosione e una costruzione (Genova, et al., 2009).

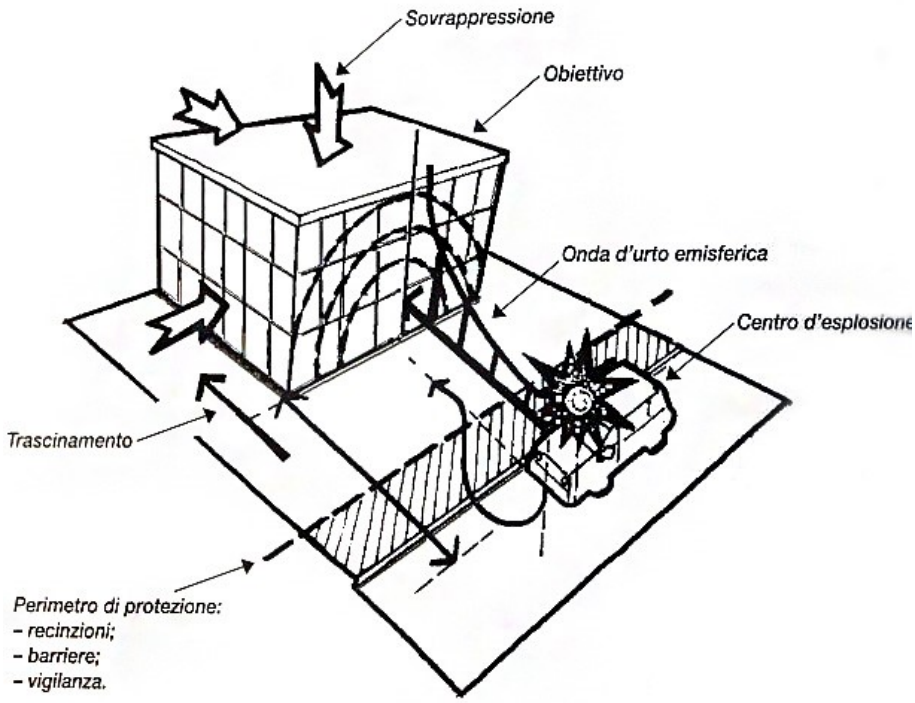


Figura 35: Effetti dovuti all'esplosione di un'auto – bomba (Genova, et al., 2009).

Qualora si analizzino gli effetti di un’auto – bomba su una struttura, si osserva come se questa esplode in corrispondenza della facciata, si manifesta tramite un’onda d’urto emisferica, che rifrangendo determinerà il trascinamento in direzione opposta a quella di propagazione dell’onda originaria. Oltre alla generazione di alcune zone di sovrapressione sulla struttura stessa, che potrebbero portare al danneggiamento dell’edificio stesso.

Al fine di proteggere le strutture da questa tipologia di esplosioni, si suole prevedere un adeguato perimetro di protezione che provveda ad ostacolare l’avvicinamento dei veicoli. Tale cordone di sicurezza può essere realizzato posizionando recinzioni, barriere (fioriere, barriere Jersey, etc.) o predisponendo un corpo di vigilanza per il complesso residenziale.

Dato il comportamento dinamico che una struttura assume in seguito ad un’esplosione esterna alla stessa, si possono relazionare il periodo proprio di oscillazione della struttura T con la durata della fase positiva dell’esplosione t_p e distinguere tre tipologie di comportamento strutturale di tipo elastico:

- Comportamento strutturale in regime di carico quasi statico: il rapporto $\frac{t_p}{T}$ assume valore elevato quindi o il carico è applicato per un intervallo superiore al periodo proprio della struttura o la stessa risponde in modo elastico con un certo ritardo. Lo spostamento o la deformazione della struttura sono in funzione del valore di picco del carico e della resistenza della costruzione;
- Comportamento strutturale in regime di carico impulsivo: è la condizione diametralmente opposta rispetto alla precedente. La deformazione subita dalla struttura è condizionata dall’impulso applicato, dalla resistenza e dalla massa della struttura;
- Comportamento strutturale in regime di carico dinamico: è la condizione intermedia tra i comportamenti precedentemente illustrati, dove la deformazione della struttura dipende dal picco di carico applicato, dall’impulso e perciò dall’intera variazione del carico nel tempo.

Pensare di progettare una struttura con comportamento elastico ad eventi quali le esplosioni, è controproducente, data la quantità di materiale che occorrerebbe per realizzare una costruzione così robusta oltre al costo esorbitante che assumerebbe.

Si assume pertanto, che la struttura abbia comportamento elasto – plastico, pertanto alcuni elementi costituenti saranno in grado di deformarsi plasticamente senza compromettere la stabilità globale.

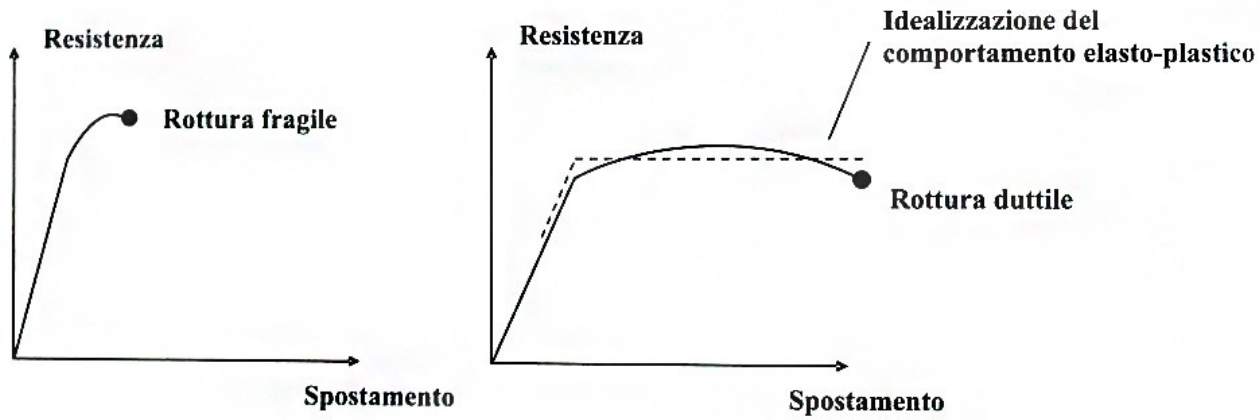


Figura 36: Rappresentazione schematica con evidenziazione delle differenze tra le modalità di comportamento fragile e duttile (Genova, et al., 2009).

Alla luce di quanto appena affermato, si andranno a progettare strutture senza rigidezza elevata, ma dotate di un'elevata duttilità e con la capacità di recepire carichi superiori alla resistenza delle costruzioni stesse.

Si ricordi come fornire duttilità alla struttura non implichi fornire al singolo elemento duttilità; la duttilità dell'elemento è influenzata dalla legge costitutiva dei materiali impiegati, mentre quella globale è funzione principalmente della duttilità locale, della tipologia di collegamenti progettati, dei rapporti di resistenza tra elementi adiacenti. Poiché la duttilità globale e locale è di difficile stima, si possono impiegare le indicazioni riportate da Genova e Silvestrini (Genova, et al., 2009):

- Le strutture progettate secondo i canoni attualmente vigenti determinino un livello medio di duttilità globale μ pari a circa 4;
- Per alcune tipologie strutturali esistenti, sono presenti in letteratura i valori di riferimento della duttilità globale, espressi in funzione dell'altezza, del periodo di costruzione e/o della normativa di riferimento adottata e valutati mediante analisi di push – over;
- Per le strutture in zona sismica progettate in conformità con l'Ordinanza 3274/2003 la duttilità globale può esser ricavata tramite il fattore della struttura q.

Nel caso di un'esplosione esterna ad una struttura i danni che questa riporterà saranno influenzati da:

- Forma dell'onda di esplosione;
- Intensità dell'esplosione all'epicentro;
- Distanza epicentro – fabbricato;
- Orientamento della struttura rispetto al fronte d'onda;
- Rigidezza e massa del fabbricato;
- Duttilità dei materiali scelti ed impiegati;
- Tipologia costruttiva adottata;
- Dettagli costruttivi messi in opera;
- Tempo di reazione della struttura all'esplosione.

In base a quanto appena affermato, diversi studi sono stati in grado di definire il periodo minimo di resistenza al fuoco delle differenti tipologie strutturali in base alle diverse altezze della struttura (Tabella 10).

I danni causati dalle esplosioni verranno valutati mediante dei criteri appositi: diagrammi Pressione – Impulso (P – I) e Tabelle di danno basate sulla sovrapressione.

I primi relazionano le caratteristiche dell'esplosivo (tipologia, quantità, etc.) tra loro per ricavare il picco di sovrapressione e l'impulso in corrispondenza dell'edificio oggetto di analisi. Riferendo tali risultati ai danni si costruiscono i suddetti diagrammi aventi un buon grado di affidabilità, soprattutto per gli edifici in muratura, ma fornisce ottimi riscontri teorici per abitazioni, piccoli edifici, costruzioni industriali.

Ogni diagramma PI è caratterizzato da differenti domini: impulsivo, dinamico e regime di carico quasi statico. Procedendo in tale approccio, la risposta massima può essere espressa in funzione del solo impulso applicato (nel regime impulsivo), o dall'impulso e dalla pressione (nel campo dinamico) oppure della sola pressione nel caso di regime quasi statico. Il dominio impulsivo è quello che meglio approssima il caso di esplosione, in quanto avviene in un intervallo di tempo discreto senza variazioni statiche dei parametri influenti sul problema.

Le Tabelle di danno, invece, sono impiegate a scopo preventivo data l'inaffidabilità della valutazione del picco di sovrapressione.

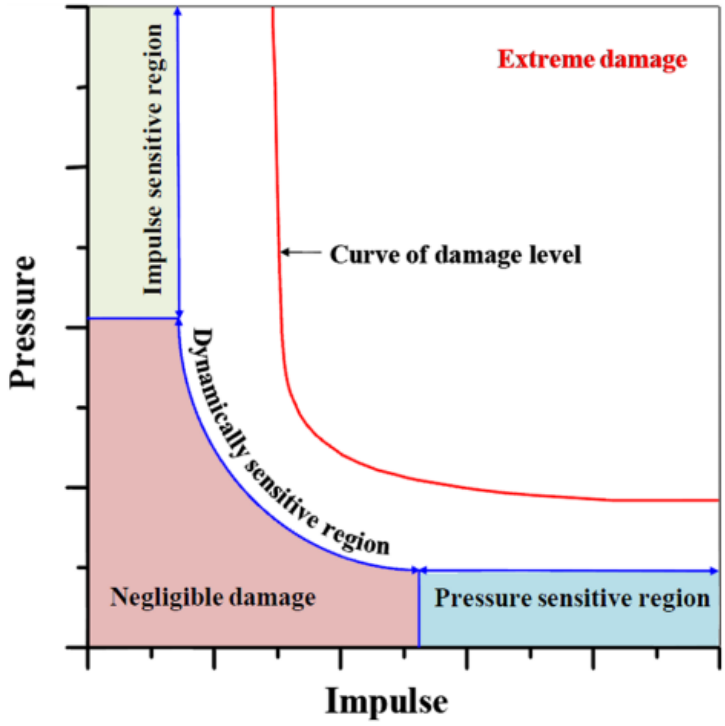


Figura 37: Diagramma pressione - impulso P-I dove si evidenziano i tre differenti regimi: impulsivo, dinamico e quasi – statico (Abedini, et al., 2018).

Tipologie strutturali		Periodo minimo di resistenza al fuoco espresso in minuti					
		Piano seminterrato tra pavimento sopraelevato		Terreno o piano superiore			
		Profondità ridotta di un basamento		Altezza del piano superiore o di quello sopra il suolo, in un edificio o in una parte distaccata dell'edificio			
		> 10 m	< 10 m	> 5 m	< 18 m	< 30 m	< 120 m
Appartamenti residenziali e villette		90	60	30[12]	60[13]	90[8]	120[8]
Edifici residenziali		n/a	30[7]	30[7]	60[14]	n/a	n/a
Residenze istituzionali[15]		90	60	30[7]	60	90	120[16]
Uffici	Senza sprinkler	90	60	30[7]	60	90	X
	Con sprinkler	60	60	30[7]	30[7]	60	120[11]
Negozi e locali commerciali	Senza sprinkler	90	60	60	60	90	X
	Con sprinkler	60	60	30[7]	60	60	120[11]
Locali pubblici di riunione e ricreazione	Senza sprinkler	90	60	60	60	90	X
	Con sprinkler	60	60	30[7]	60	60	120[11]
Industrie	Senza sprinkler	120	90	60	90	120	X
	Con sprinkler	90	60	30[7]	60	90	120[11]
Deposito e locali non residenziali	Senza sprinkler	120	90	60	90	120	X
	Con sprinkler	90	60	30[7]	60	90	120[11]
Parcheggi per veicoli leggeri	Lati aperti	n/a	n/a	15[7]	15[7]	15[7]	60
	Tutti gli altri	90	60	30[7]	60	90	120[11]

Tabella 10: Periodi di resistenza al fuoco per le costruzioni edilizie più comuni. Fonte: Building Regulations Approved Document B (1991) (Cobb, 2004).

[12] Incrementati di 60 minuti per muri di compartimentazione con altre compartimentazioni al fuoco o di 30 minuti per elementi che proteggono i percorsi di esodo.

[13] Ridotto di 30 minuti per un piano di una villetta che non contribuisce al sostegno della struttura.

[14] Deve essere pari a 30 minuti nel caso di edifici residenziali di tre piani ed a 60 minuti per muri di compartimentazione se separa edifici.

[15] Gli ospedali NHS devono avere un tempo minimo di 60 minuti.

[16] Dovrebbe essere conforme ai regolamenti edilizi B3 sezione 12.

2.6. Normativa vigente concernente le esplosioni negli edifici civili

La normativa attualmente vigente sul territorio italiano, si occupa di tutte le attività che elaborano sostanze capaci di dar luogo ad effetti analoghi a quelle derivanti dall'impiego di esplosivi. In particolare, le norme sono fondate su dati tecnico – scientifici raccolti nel corso degli anni e sono volte alla riduzione della probabilità di rischio di incendio ed esplosione ed alla limitazione dei danni conseguenti ai fenomeni ricadenti nella categoria di Cigno grigio qui trattata.

Di seguito è riportato un elenco delle disposizioni legislative riguardanti il pericolo di incendio e di esplosione, ad esse nel corso degli anni sono state apportate successive modifiche e sostituzioni, ma il loro corpo centrale è rimasto pressoché invariato, alcune di esse risultano abrogate, ma sono state riportate nel caso di studiassero strutture realizzate in quei periodi; per quanto concerne gli impianti o argomenti specifici si rimanda alla consultazione di altri testi:

- Regio Decreto 18 giugno 1931, n. 773 Testo Unico delle Leggi di Pubblica Sicurezza;
- Regio Decreto 6 maggio 1940, n. 635 Regolamento per l'esecuzione del Testo Unico 18 giugno 1931, n. 773 delle Leggi di Pubblica Sicurezza;
- Circolare del Ministero dell'Interno 14 settembre 1961, n. 91 Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati in acciaio destinati ad uso civile[17]
- Decreto Ministeriale 30 novembre 1983 Termini, definizioni generali e simboli grafici di prevenzione incendi;
- Decreto Ministeriale 16 maggio 1987 n. 246 Norme di sicurezza antincendi per gli edifici di civile abitazione;
- Decreto Ministeriale 12 aprile 1996 Approvazione della regola tecnica di prevenzione incendi per la progettazione, la costruzione e l'esercizio degli impianti termici alimentati da combustibili gassosi;
- Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380 Testo Unico delle Disposizioni Legislative e Regolamentari in Materia Edilizia;
- Decreto 21 giugno 2004 Norme tecniche e procedurali per la classificazione di resistenza al fuoco ed omologazione di parte ed altri elementi di chiusura;
- Decreto Ministeriale 10 marzo 2005 Classi di reazione al fuoco per i prodotti da costruzione da impiegarsi nelle opere per le quali è prescritto il requisito della sicurezza in caso di incendio;
- Decreto Legislativo 8 marzo 2006, n. 139; Riassetto delle disposizioni relative alle funzioni ed ai compiti del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, a norma dell'art. 11 della Legge 29luglio 2003, n. 229;
- Decreto Ministeriale 16 febbraio 2007 Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione;
- Decreto del Ministero dell'Interno 9 marzo 2007 Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco;
- Decreto Ministeriale 9 maggio 2007 Direttive per l'attuazione dell'approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio;
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni
- Decreto Ministeriale 22 gennaio 2008, n. 37 Riordino delle disposizioni in materia di attività di installazione degli impianti all'interno degli edifici;
- Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n.81 Testo coordinato con il Decreto Legislativo 3 agosto 2009, n. 106, Testo Unico sulla Salute e Sicurezza sul Lavoro;

[17] Abrogata.

- Decreto del Presidente della Repubblica 1 agosto 2011 Regolamento recante semplificazione della disciplina dei procedimenti relativi alla prevenzione incendi, a forma dell'articolo 49, comma 4 – quater, del decreto legge 31 maggio 2010 n. 78, convertito, con modificazioni, dalla legge 30 luglio 2010, n. 122;
- Circolare 15 aprile 2013, n. 5043 del Ministero dell'Interno – Dipartimento dei Vigili del Fuoco – Guida per la determinazione dei requisiti di sicurezza antincendio delle facciate negli edifici pubblici;
- Decreto Ministeriale 3 agosto 2015 Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139.
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni".

2.7. Misure di prevenzione e protezione dalle esplosioni nelle costruzioni civili

Oltre alle misure strutturali indicate nel primo capitolo, qui sono riportate e misure studiate per il campo della sicurezza agli incendi ed alle esplosioni.

La letteratura concernente la prevenzione e la protezione dalle esplosioni, individua differenti approcci, in funzione dello scopo assolto. Si considera che qualsiasi lavorazione effettuata deve comunque realizzata secondo la regola d'arte.

Eliminare / Limitare l'impiego di materiali combustibili

Gli arredi ed i materiali impiegati negli edifici residenziali devono essere in larga misura incombustibili, qualora tale prescrizione non sia attuabile si può adottare il criterio di frazionamento del rischio. Si suddividono gli ambienti aventi carico di incendio più elevato così da ridurre lo stesso.

Impiego di materiali difficilmente infiammabili

Utilizzando materiali con tali caratteristiche si previene la propagazione del fuoco oltre l'area di innesco. Tali elementi possono possedere tali caratteristiche in seguito a trattamenti superficiali (quali vernici ignifuganti, vernici intumescenti, etc.) o di volume (impiegando agenti ignifughi durante la produzione). L'impiego di materiali così trattati è obbligatorio nei luoghi sicuri[18] quali i percorsi di esodo.

Per quanto riguarda il comportamento dei materiali che possono essere soggetti a incendio e/o ad esplosione si rammenta che (Amerio, et al., 2001), (Genova, et al., 2009):

- Gli elementi in muratura presentano buone prestazioni, in funzione delle componenti costituenti l'impasto e della percentuale di foratura. Per unità laterizie costituenti elementi portanti la resistenza al fuoco ha durata massima di due ore, mentre se costituenti elementi non portanti la resistenza al fuoco aumenta sino a quattro ore. Per garantire maggiori tempi di resistenza bisogna predisporre uno spessore maggiore della muratura;
- I vetri ordinari sono incombustibili, ma non sono in grado di fornire la resistenza al fuoco; alcuni vetri, se opportunamente trattati, sono in grado di fornire resistenze al fuoco fino a 30-60 minuti. Per resistenze al fuoco superiori occorre far ricorso a prodotti contenenti sostanze apiriche;
- Il cemento armato ordinario qualora venga esposto a fuoco, tende a perdere progressivamente la sua resistenza caratteristica e tende al pulling del copriferro che determinerà l'esposizione del nucleo dell'elemento al calore ed al fuoco.

[18] Luogo sicuro: spazio sicuro o compartimento separato dagli altri da uno spazio scoperto o da un filtro a prova di fumo, avente caratteristiche tali da ricevere e contenere un determinato numero di persone (luogo sicuro statico) o consentire il movimento ordinato verso altro luogo (luogo sicuro dinamico).

- Per quanto concerne l’acciaio sono indicati alcuni metodi di protezione sommari nella Tabella 11, si osservi che le travi alveolari richiedono il 20% in più del materiale per garantire un’adeguata protezione al fuoco, rispetto al valore calcolato sulle caratteristiche di base del materiale. Nel caso della vernice intumescente, lo spessore è valutato sulla base delle dimensioni della sezione e del numero di lati che potrebbero essere esposti al fuoco.

Sistema	Spessore necessario per garantire una protezione di durata 60’	Vantaggi	Svantaggi
Tavole. Garantiscono fino a quattro ore di protezione. Sistema più comune nel Regno Unito.	25 – 30 mm	Forma scatolare pulita. Applicazione a secco. Tavole realizzate con il fattore di qualità secondo l’azienda produttrice. Non richiede una superficie in acciaio per la preparazione.	Elevato costo. Montaggio complesso per quanto riguarda i dettagli. Realizzazione lenta.
Vermiculite e cemento spruzzati. Garantiscono fino a quattro ore di protezione. Secondo sistema più usato nel Regno Unito.	20 mm	Economico. Facile sui giunti complessi. Non richiede una superficie in acciaio per la preparazione. Spesso le tavole sono impiegate su colonne, impiegando la tecnica a spruzzo sulle travi.	Esteticamente scarse. Applicazioni scarse, sono necessari dei controlli; il commercio di questo sistema è influenzato dall’umidità. È da verificare la compatibilità della protezione contro la corrosione.
Vernice intumescente. Protezione garantita al massimo per due ore. La carbonizzazione inizia verso 200 – 250° C.	1 – 4 mm	Buona estetica. Presenta forma in acciaio. Il ricoprimento dei dettagli complessi è facile. Può essere applicato in fase produttiva o in situ.	Costo elevato. Non adatto a tutti gli ambienti. Rivestimenti morbidi, facilmente e spesso danneggiati / danneggiabili. Difficile ottenere una finitura di alta qualità. È da verificare la compatibilità della protezione contro la corrosione.
Coperta flessibile. Alternativa economica agli spray.	20 – 30 mm	Costo ridotto. Fissaggio a secco.	Estetica pessima.
Rivestimento in calcestruzzo. Generalmente è usato solo quando la durabilità è un requisito.	25 – 50 mm	Fornisce resistenza all’abrasione, all’impatto, alla corrosione ed alle intemperie.	Costoso. Si consuma nel tempo. Pesante. Richiede spessori elevati.
Colonne riempite di calcestruzzo. Usato per garantire una protezione superiore alle due ore o per ridurre lo spessore di vernice intumescente sulle sezioni cave.	---	Prende meno spazio del piano. Agisce come otturatore permanente. Durata buona.	Nessun dato per i CHS. Dimensione minima che può essere protetta 140×140 SHS. Costoso.
Colonne riempite di acqua. Le colonne sono interconnesse ad un sistema di raffreddamento convettivo. Utilizzo previsto solo se non vi sono altre soluzioni attuabili.	---	Resistenza al fuoco di lunga durata.	Costoso. Richiede una manutenzione elevata per controllare la purezza dell’acqua ed i composti chimici presenti.
Anima delle colonne riempite di blocchi. Garantiscono fino a 30 minuti di protezione	---	Costi ridotti. Area piani inferiori. Buona durabilità.	Durata della protezione limitata. Non consigliato per l’acciaio in pareti divisorie.

Tabella 11: Metodi di protezione sommari per l'acciaio nei confronti dell'incendio e/o dell'esplosione (Cobb, 2004).

Ventilazione

Questa misura è volta a mantenere l'atmosfera al di sotto del limite inferiore di esplosività / infiammabilità e disperdere i prodotti derivanti dalla combustione.

È un parametro importante soprattutto per quanto riguarda gli impianti termici di portata termica superiore a 35 kW, per i quali si rimanda al D.M. 12 aprile 1996, già indicato in precedenza.

Adozione di dispositivi di sicurezza

Quale misura alternativa ed integrativa si possono posizionare delle valvole o dispositivi di intercettazione aventi lo scopo di effettuare lo switch – off degli impianti in caso di emergenza, manutenzione o inattività prevista. Tali elementi devono esser posti in posizione protetta, ma facilmente accessibili.

Rilevazione di miscele pericolose

Mettendo in opera rilevatori di gas è possibile individuare la presenza di gas infiammabili, al di sotto del loro limite inferiore di infiammabilità e procedere all'entrata in funzione dei sistemi di intervento. Servono quindi per indicare una situazione di allerta.

Impiego di distanze di sicurezza

Nel caso di edifici civili non sono previste disposizioni obbligatorie in tale ambito, in quanto la normativa ritiene che la propagazione di incendi ed esplosione sia evitata dalla resistenza al fuoco delle strutture.

Compartimentazione e resistenza al fuoco

La compartimentazione viene realizzata, generalmente, mediante barriere antincendio al fine di contenere l'espansione degli incendi e degli effetti delle esplosioni in qualsiasi direzione rispetto al punto di sviluppo del fuoco. Deve essere garantita per i percorsi di esodo, in particolare nei vani scale, ascensori, montacarichi e corridoi, viene altresì realizzata impiegando materiali resistenti al fuoco nella costruzione di pareti e solai, porte tagliafuoco oltre a sistemi di sigillatura degli impianti elettrici.

Impiego di superfici di minore resistenza per ambienti soggetti a rischio di scoppio o esplosione

Come visto nel paragrafo riguardante le esplosioni interne, l'impiego di vent riduce i danni provocati da un'esplosione, quindi in locali adibiti ad impianti per l'edilizia residenziale è consigliabile la loro adozione che dovrà seguire alcune indicazioni per il corretto funzionamento:

- Esecuzione di controlli e messe a punto periodiche;
- Gli elementi impiegati devono possedere bassa inerzia e quindi massa unitaria inferiore o uguale a $12\,\frac{kg}{m^2}$ così da garantire il regolare esercizio
- Le parti che potrebbero comportarsi come proiettili in seguito a scoppio devono essere prevalentemente vincolate.

Tra le tipologie di chiusura impiegate per la loro efficacia e la loro economicità vi sono: pannelli leggeri, diaframmi e dischi di rottura e portelli incernierati.

Progettazione dei percorsi di esodo

Tutti i locali ed ambienti costituenti i percorsi di esodo devono essere in possesso delle seguenti caratteristiche:

- Protezione rispetto ai carichi indotti da eventi catastrofici;

- Gli elementi strutturali devono possedere adeguata resistenza al fuoco secondo quanto previsto dalle disposizioni legislative;
- Percorribilità garantita ed assenza di materiali combustibili o infiammabili;
- La comunicazione con altri ambienti avviene solo a mezzo di filtri a prova di fumo;
- Il numero di vie di uscita deve essere ridondante e la loro disposizione non deve essere concentrata in alcune aree;
- Devono essere facilmente raggiungibili oltre che dagli utenti, anche dai mezzi di soccorso;
- Devono essere individuabili facilmente tramite cartellonistica.

Protezione delle strutture per migliorarne la resistenza ed il comportamento in caso di incendio e/o esplosione

Per difendere gli edifici civili (in particolare quelli soggetti ad elevato affollamento) nei riguardi delle esplosioni intenzionali si possono impiegare misure che si integrino con le misure appena riportate per il rischio generale di esplosione ed incendio. Tali capacità dovranno essere compatibili ed essere in grado di interagire tra di loro al fine di preservare la vita umana tramite la limitazione del rischio prima ed il contenimento del danno in seguito, così da evitare il raggiungimento ed il superamento della condizione di stato limite di collasso, durante la fase di evacuazione.

Per ridurre il rischio di esplosioni intenzionali è possibile mettere in atto diverse tecniche meccaniche, protezioni attive e difese passive. Tra di esse vi sono anche tecniche strutturali volte a soddisfare tale scopo tra cui l'inversione dei carichi, la ridondanza strutturale e la ridistribuzione dei carichi; l'impiego di tali approcci fornisce flessibilità e duttilità all'intera struttura.

In fase di progettazione strutturale bisogna evitare interassi elevati tra i pilastri e far sì che gli aggetti abbiano dimensioni ridotte, in quanto le esplosioni possono determinarne l'instabilità e/o il collasso.

Una misura che fornisce protezione nei riguardi delle esplosioni, ma è controproducente nei confronti delle azioni sismiche è l'incremento della massa degli elementi costruttivi; però è stato verificato che le strutture anti – sismiche dotate di accorgimenti tesi a perfezionare il collegamento delle membrature e quindi la continuità della struttura presentano un rischio ridotto di collasso progressivo.

2.8. Collasso progressivo causato dalle esplosioni

Secondo l'ASCE 7-02 si definisce collasso progressivo:

"l'allargamento da un elemento all'altro di un danno inizialmente localizzato che può eventualmente sfociare nel collasso dell'intera struttura o di una parte sproporzionatamente ampia di essa".

Per lo stesso ASCE 7-02, gli edifici dovrebbero essere progettati:

"per sostenere un danneggiamento localizzato senza compromettere la stabilità della struttura nel suo complesso evitando l'allargamento del danno ad una zona di dimensione sproporzionata rispetto all'area inizialmente interessata".

Sono stati, purtroppo, esempi di collasso progressivo il Ronan Point Apartment ed il Murrah Federal Building, precedentemente trattati.

Gli elementi realizzati in calcestruzzo prefabbricato sono quelli maggiormente soggetti a questo tipo di collasso, soprattutto se comparati con quelli gettati in opera (Breen, 1980). Pertanto, le norme richiedono collegamenti orizzontali, verticali e periferici per garantire la continuità e la duttilità degli elementi strutturali.

Nel caso di strutture monolitiche in calcestruzzo armato, bisogna prestare attenzione al punzonamento, fenomeno che potrebbe innescare il fenomeno di collasso progressivo.

Il collasso progressivo si manifesta raramente nelle strutture reticolari; per via dell'elevato grado di ridondanza che in genere le caratterizza, ma qualora si esterni può avvenire poiché più elementi presentano comportamento non lineare o sono soggetti a sforzi di trazione nonostante siano stati progettati a compressione. In questi casi, la presenza di forze dinamiche come quelle caratterizzanti esplosioni e/o sismi possono aumentare le forze agenti e condurre il comportamento della struttura verso lo snap through.

Le strutture in acciaio, invece, hanno caratteristiche strutturali simili a quelle delle strutture reticolari solo che quest'ultime non resistono a flessione.

Le strutture intelaiate in acciaio sono soggette, si ricorda, a tre tipi di collassi:

- Collasso duttile del materiale che avviene con deformazioni plastiche o a temperature elevate;
- Collasso fragile del materiale che si manifesta per difetti costruttivi, perdita di resistenza per incendio o per cicli di carico e scarico che non necessariamente arrivano a snervamento;
- Collasso per buckling, ma non è in genere dovuto a carichi anomali.

Al fine di ridurre il rischio di collasso progressivo si devono impiegare le tecniche progettuali trattate nel capitolo precedente nei riguardi della robustezza strutturale.

Alla luce di quanto esposto finora, risulta palese che la definizione di uno scenario di carico dovuto ad un fenomeno esplosivo all'interno di una struttura risulti sufficientemente complesso, dato l'elevato numero di variabili in gioco.

Una delle variabili più significative è rappresentata dal quantitativo di TNT equivalente che descrive il fenomeno esplosivo di per sé. Nel caso in cui l'evento fosse causato da un attacco terroristico, il TNT equivalente potrebbe esser valutato su base statistica, analizzando gli eventi storici avvenuti ed affiancando tali risultati con un'analisi di rischio dell'evento in quel dato sito. Nell'ipotesi invece, di evento non terroristico, quale una fuga di gas, il valore descrivente il carico generato dall'esplosione può essere stimato valutando il volume dell'ambiente (nel caso di esplosioni interne alla struttura), le caratteristiche della miscela esplosiva, la distanza di standoff[19], l'eventuale presenza di ostacoli (che potrebbero attenuare gli effetti sulla struttura) e le caratteristiche dimensionali dell'ambiente in cui avviene il fatto.

Oltre a questi parametri, bisogna considerare i modelli di fluidodinamica computazionale, che descrivono l'andamento della reazione esplosiva; infatti, anche se definiti con molta precisione i parametri anzidetti, vi sono dei margini di errore concernenti le caratteristiche intrinseche del sito, quali pressione, umidità e temperatura che possono modificare la time-history della pressione sull'elemento.

Per queste motivazioni, si impiegano modelli capaci di rappresentare l'andamento della pressione nel tempo in caso di detonazione e deflagrazione (Figura 38): essi partendo dalla distanza di standoff e dal quantitativo di esplosivo espresso in termini di TNT equivalente, determinano dapprima la distanza scalata e quindi permettono la costruzione dei diagrammi fornenti i valori di picco della pressione positiva e negativa, nonché i tempi di durata delle due fasi.

[19] Intesa come distanza tra la posizione della carica e l'elemento soggetto all'esplosione.

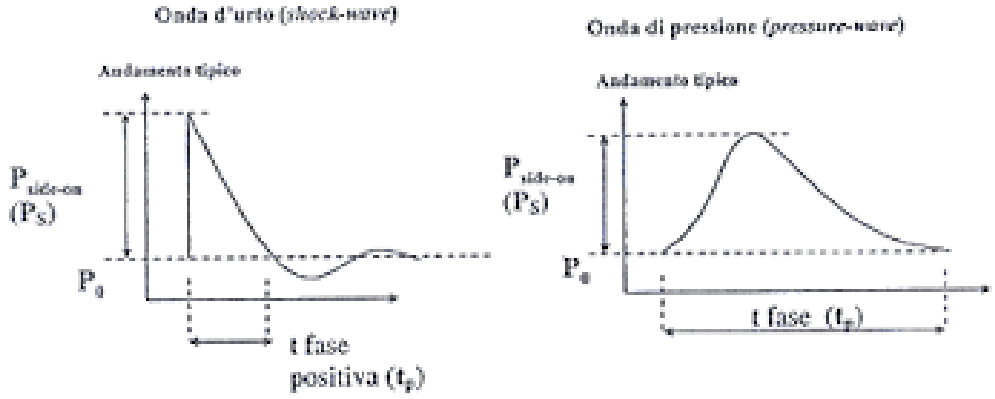


Figura 38: Modelli per la descrizione dell'onda d'urto dovuta a detonazione ed onda di pressione dovuta a deflagrazione con i loro parametri caratteristici (Tattoni, et al., 2011).

Parte III: Il caso di studio: edificio a struttura intelaiata in zona sismica

Capitolo 3

Progettazione dell'edificio a struttura intelaiata in C.A. in zona sismica

3.1 Generalità

In questo capitolo si tratta la progettazione di un edificio a struttura intelaiata in zona sismica, comprensiva di una descrizione generale della struttura e dei criteri generali di analisi e verifica, in accordo con le disposizioni contenute nel paragrafo 10.2.1 del Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 – NTC18).

Questo riferimento normativo è stato impiegato quale strumento principale nella fase progettuale per quanto concerne i criteri generali di sicurezza, le assunzioni fondamentali dell'analisi strutturale, la definizione delle azioni agenti durante la vita nominale dell'opera, le caratteristiche dei materiali e le verifiche di sicurezza locali e globali.

Qualora vi fossero lacune nelle NTC18 sono stati impiegati i seguenti Eurocodici e le relative Appendici Nazionali:

- EN 1992 – 1 – 1 Eurocodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1 – 1: Regole generali e regole per gli edifici;
    - Appendice Nazionale approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 24/09/2010;
- EN 1998 – 1 Eurocodice 8 Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
    - Appendice Nazionale approvata dal Consiglio Superiore dei LL.PP. in data 14/07/2010.

3.2 Descrizione della struttura

L'edificio residenziale oggetto di questa trattazione, è sito a Napoli, in una via ad accesso privato da Via Montagna Spaccata e da Via Vicinale Campanile (latitudine 40,852630 e longitudine 14,172773 - Figura 39 e Figura 40). È ubicato a 157 m s.l.m., in zona III ai fini della valutazione del carico neve e del vento ed in zona II per quanto riguarda la classificazione sismica.

Il sito in cui è stata progettata la struttura, secondo il Piano Regolatore Generale Comunale di Napoli, risulta un agglomerato urbano di recente formazione. L'area è soggetta a degrado, quindi l'intervento di costruzione potrebbe essere il primo passo per la riqualificazione immobiliare della zona.

Secondo la misurazione effettuata mediante Google Maps (Figura 39), la superficie territoriale del sito è pari a 12589 m^2, mentre l'indice di fabbricabilità, desunto dal Regolamento Edilizio partenopeo pari a 2 m^3/m^2.

La massima volumetria ammessa valutata quale prodotto dei due valori precedentemente indicati, risulta pari a 25178 m^3.

La superficie edificata è stata ottenuta proiettando il filo esterno del tetto sul piano campagna, pari a 469.83 mq. Tale valore moltiplicato per l'altezza massima dell'edificio (pari a 16.75 m), considerato

quale parallelepipedo, determina la volumetria dell’edificio residenziale pari a circa 7900 m^3, quindi ben al di sotto del limite imposto da normativa.

L’edificio oggetto di questa progettazione, presenta pianta a T (quindi con un asse di simmetria orizzontale) con dimensioni massime 26.25×22.29 m.

Secondo il Regolamento Edilizio, in questa zona sono ammesse costruzioni residenziali aventi fino a cinque piani fuori terra, come in questo caso (Figura 43). Questo presenta un piano terra (dove sono presenti il garage coperto, le cantine e la centrale termica), tre piani ad uso residenziale e l’ultimo piano è adibito a sottotetto non abitabile.

In corrispondenza di ogni piano residenziale sono presenti tre appartamenti di superficie superiore a 100 m^2, che sono connessi tra loro tramite il vano scale ed il vano ascensore.

La struttura portante dell’edificio è stata progettata in cemento armato ed ideata come un telaio spaziale costituito da fondazioni, pilastri, travi e setti per il vano ascensore ed il vano scale (Figura 43).

Figura 39: Inquadramento satellitare del sito di progettazione sulla base dei dati cartografici 2018 © Google.

Figura 40: Inquadramento satellitare tridimensionale del sito di progettazione. Immagini © 2018 Google. Dati cartografici ©2018 Google.

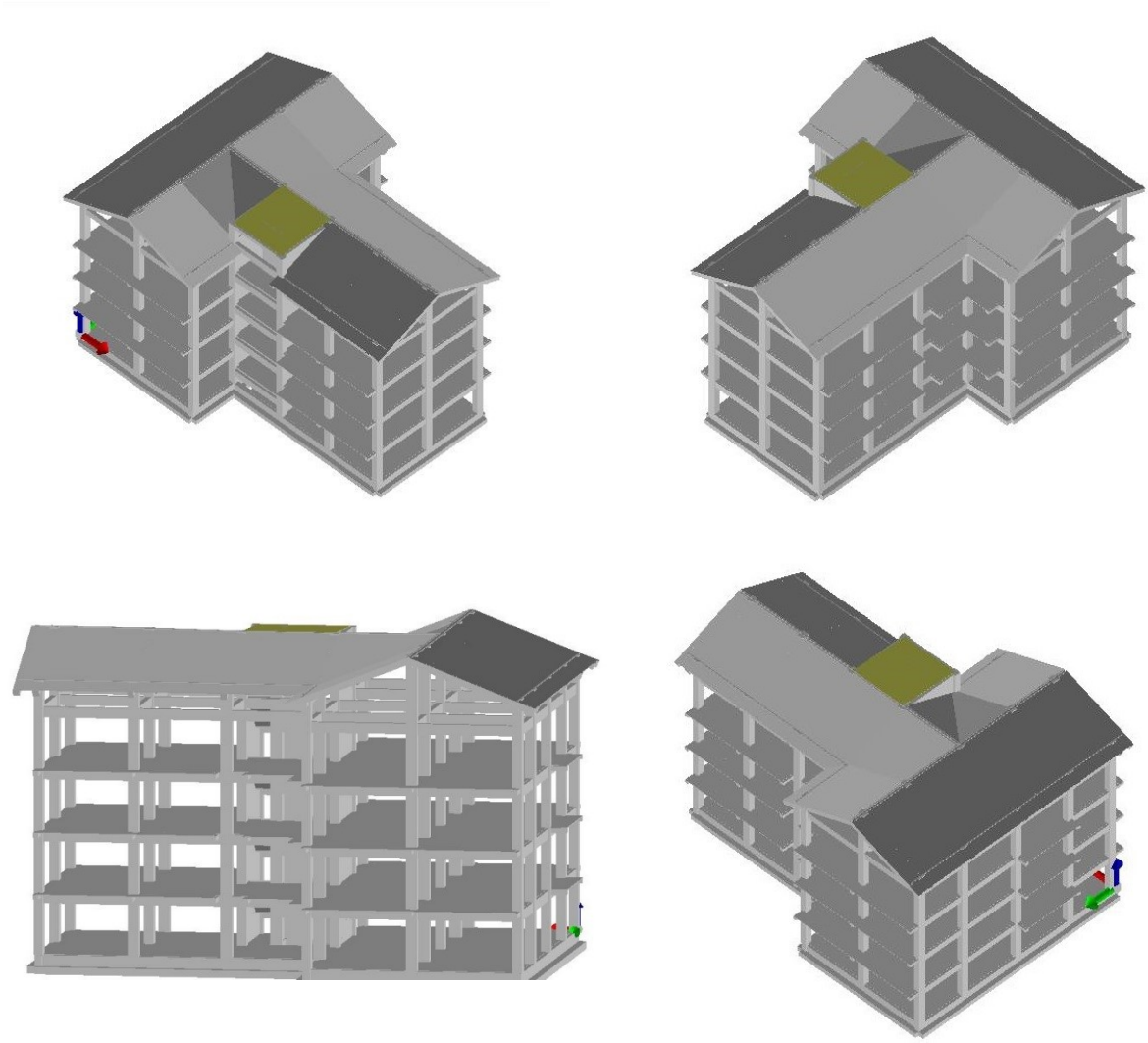


Figura 41: Vista solida nello spazio dell'edificio residenziale, con evidenziata la copertura in vetro del vano scale.

Per quanto riguarda le caratteristiche delle fondazioni, dei pilastri e delle travi di elevazione, si rimanda ai relativi paragrafi presenti in questo capitolo.

La carpenteria della copertura, invece è stata progettata e verificata mediante l'uso del software PRO_SAP, seguendo gli stessi dettami previsti per le travi di elevazione, ma non si scenderà nel dettaglio. Le travi di copertura, a differenza delle travi di elevazione, presentano una sezione ridotta: si passa da una sezione 30×55 cm ad una sezione trasversale 25×25 cm.

Si osservi che la copertura non è praticabile ed è stata ideata quale due coperture a due falde congiunte, ove il manto di copertura è realizzato mediante tegole marsigliesi.

L’impalcato tipo è stato progettato quale solaio in latero – cemento, costituito da nervature in cemento armato, con interposti blocchi forati di alleggerimento in laterizio. Il tutto è completato da una soletta collaborante in cemento armato ordinario e dalla predisposizione dei travetti rompi-tratta. Questi elementi hanno lo scopo di collegare i travetti del solaio tra di loro ed al contempo ripartire tra i vari elementi, gli effetti degli eventuali carichi concentrati.

Gli impalcati si considerano privi di debolezze, pertanto in fase di calcolo e verifica sono stati considerati quali elementi infinitamente rigidi.

Gli impalcati presentano un’unica discontinuità in corrispondenza del vano scale e del vano ascensore; quest’ultimo è posizionato centralmente al vano scale, che gli corre tutto intorno (Figure da 43 a 46).

La scala sita nell’apposito vano, collega i differenti orizzontamenti della struttura tra di loro, svolge una funzione importante in fase di evacuazione (conseguente ad eventi quali terremoti, incendi o altro), pertanto è protetta dai muri in cemento armato di spessore 30 cm.

La scala rappresenta l’elemento di irregolarità nella trama del telaio spaziale. È stata progettata quale scala a soletta rampante, sostenuta dalla trave a livello del piano e dalla trave posta a quota intermedia tra il piano ed il successivo, cioè dalla trave di interpiano avente sezione trasversale 40×60 cm. Ne risulta una scala con un apporto di irrigidimento non trascurabile, vista l’altezza della struttura in esame.

Il vano ascensore è stato concepito interamente in cemento armato.

La struttura possiede muratura di tamponamento distribuita lungo il perimetro della struttura, ma manifesta rigidezza tale da non fornire un contributo irrigidente consistente alla struttura stessa. Inoltre, la distribuzione planimetrica delle tamponature non influenza il comportamento torsionale della struttura, in quanto è uniforme nei differenti piani.

Le tamponature sono distribuite uniformemente, ma non sufficientemente rigide, pertanto non sono state considerate come collaboranti con il telaio spaziale costituito dalle travi e dai pilastri in cemento armato.

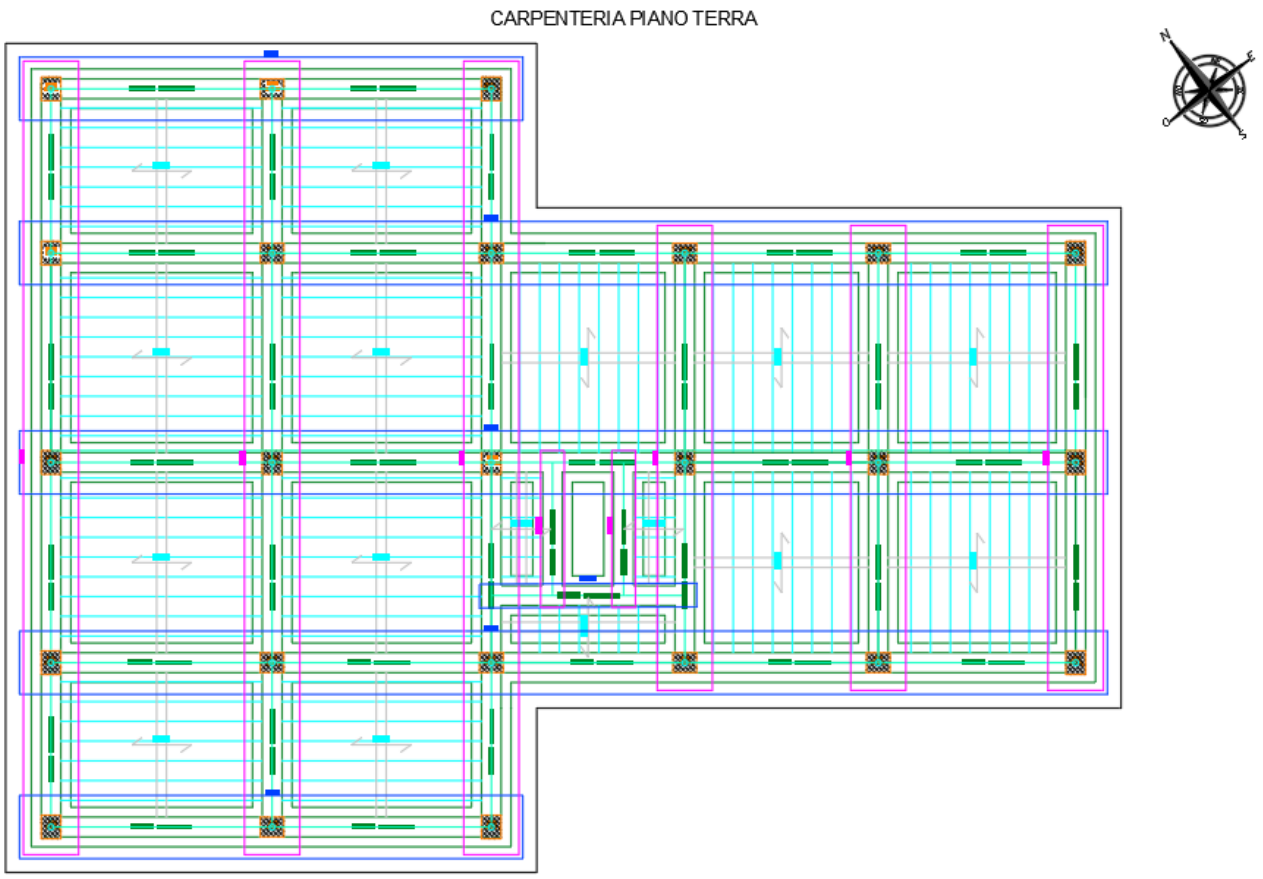


Figura 42: Carpenteria piano terra - primo piano fuori terra (Tavola 06 in allegato).

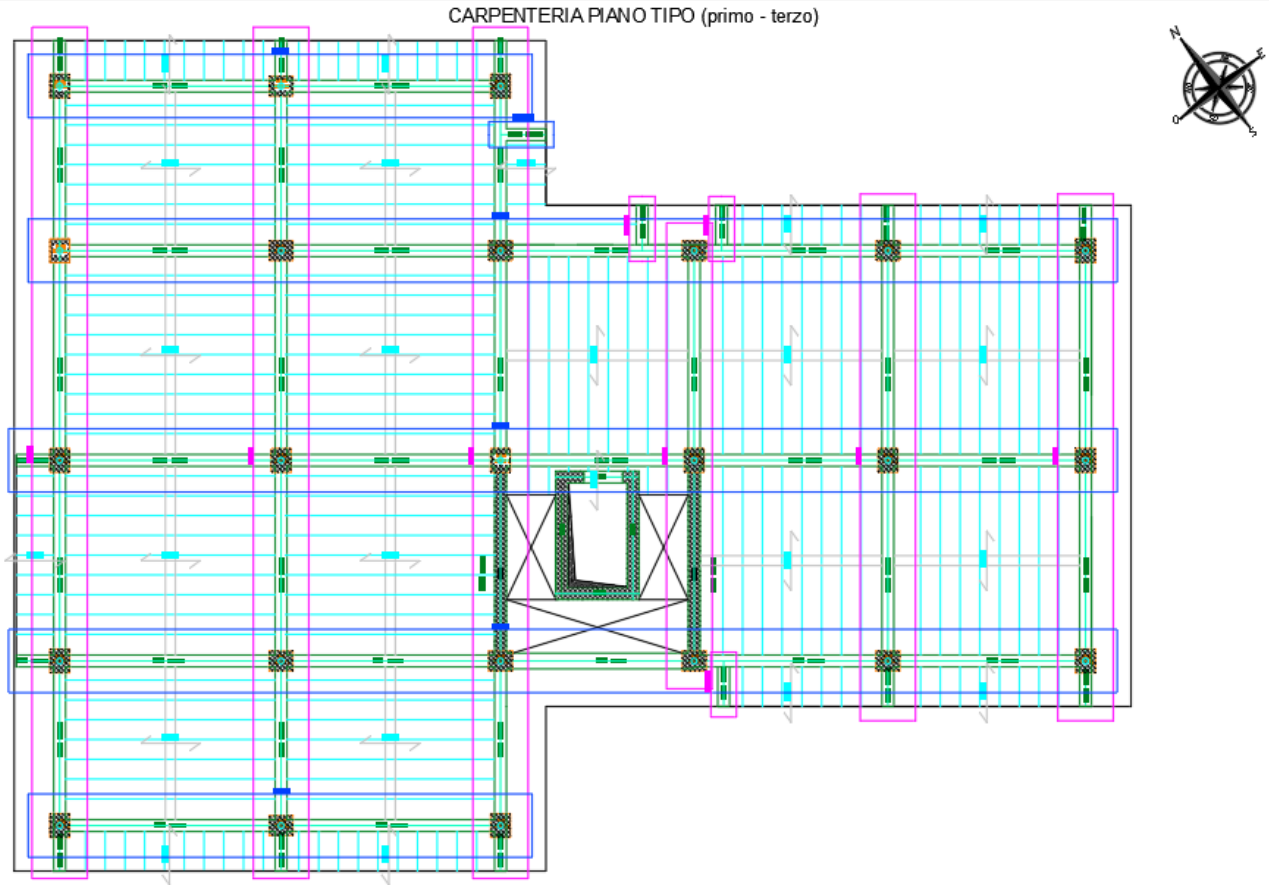


Figura 43: Carpenteria piano tipo residenziale (secondo - quarto piano fuori terra - Tavola 07 in allegato).

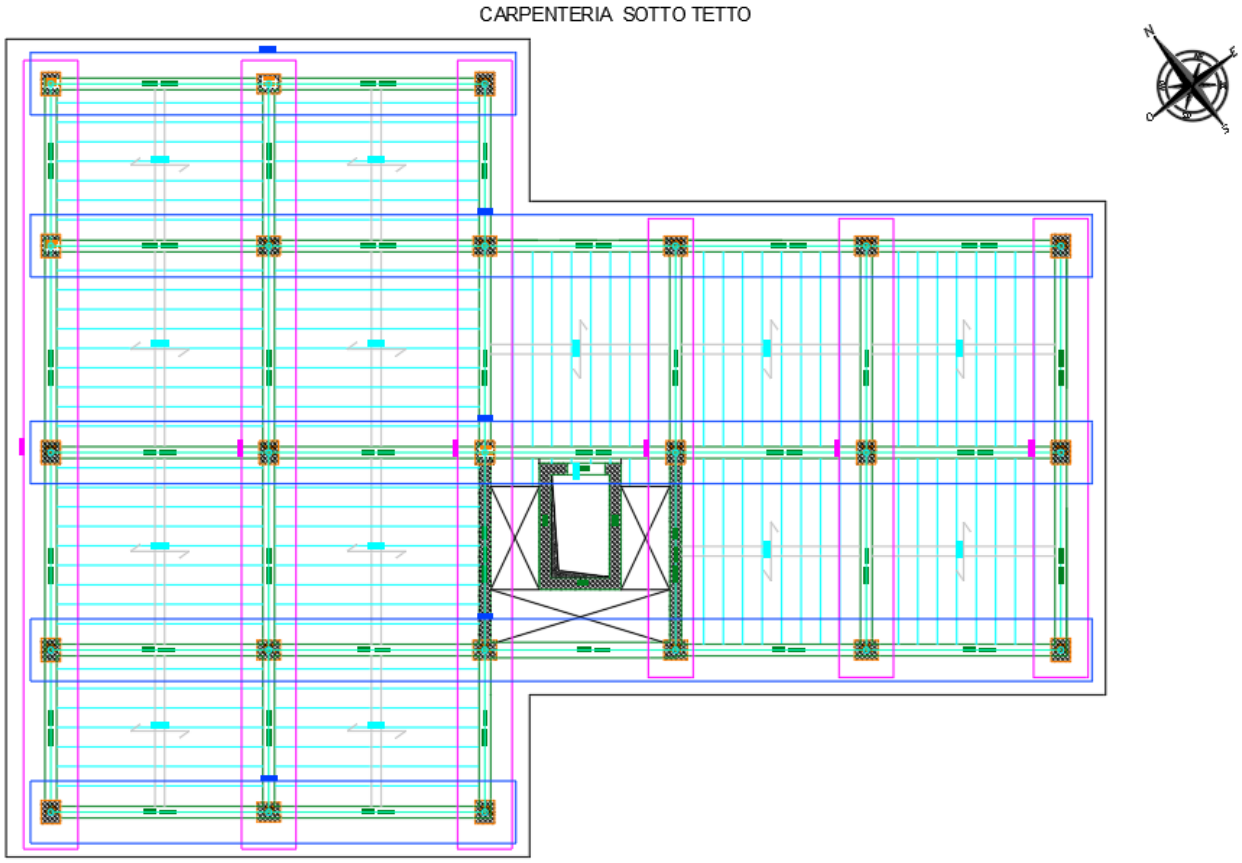


Figura 44: Carpenteria del quinto piano fuori terra (sotto tetto - Tavola 08 in allegato).

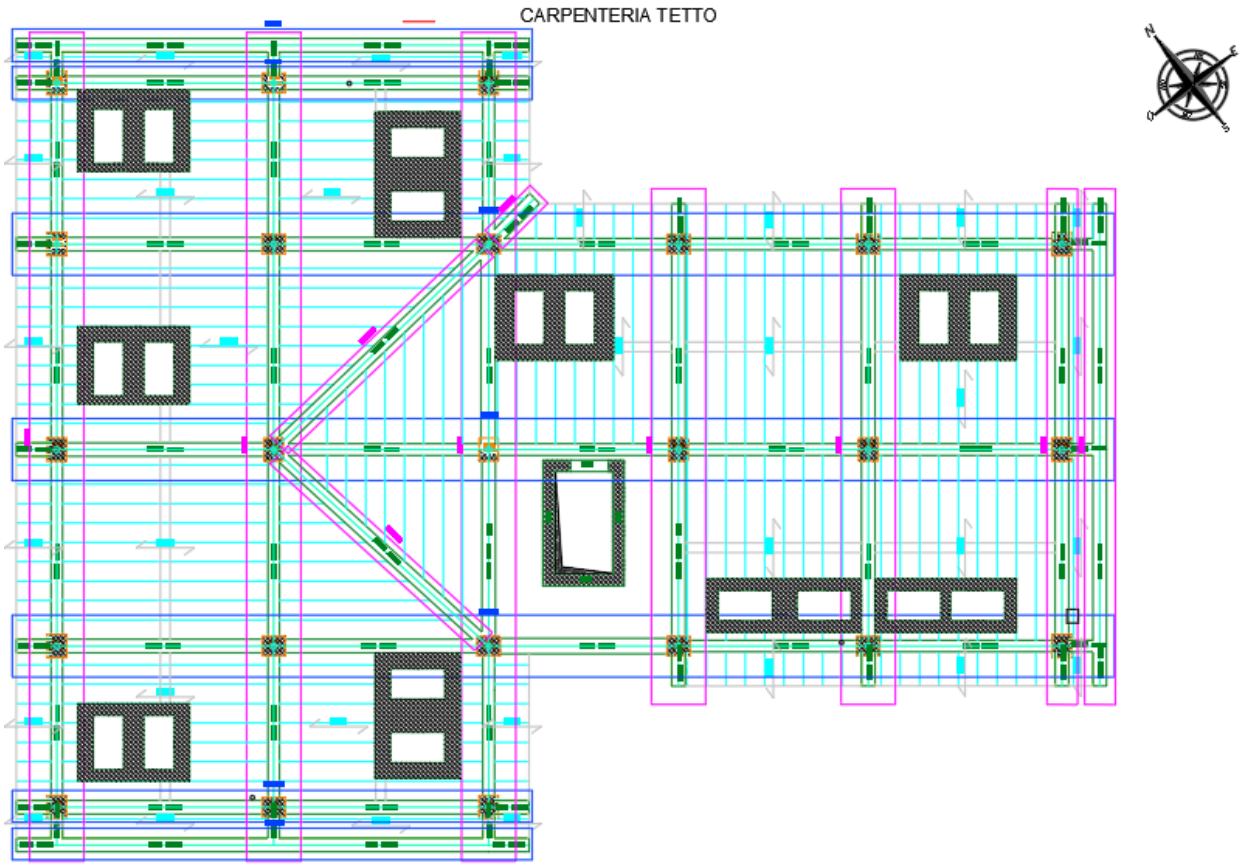


Figura 45: Carpenteria del tetto (Tavola 09 in allegato).

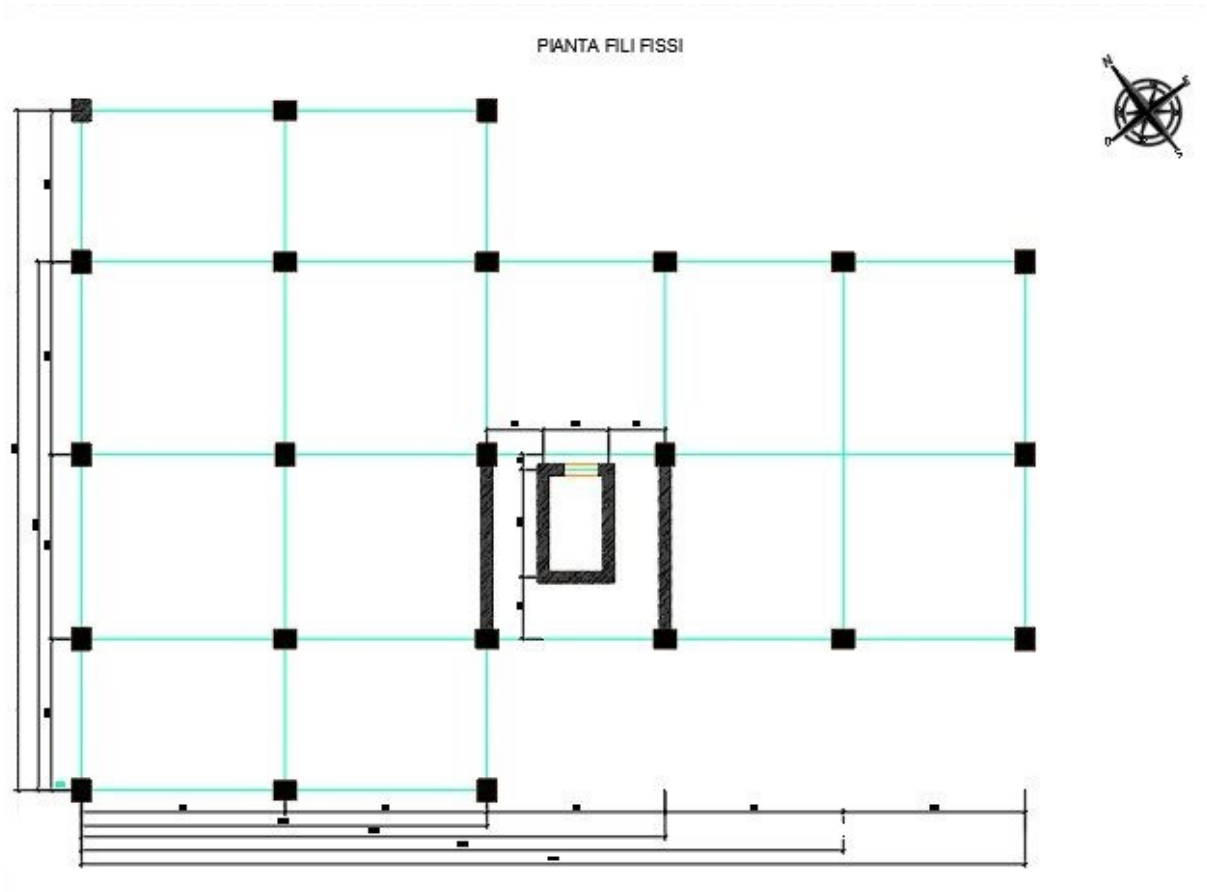


Figura 46: Pianta dei fili fissi dell'edificio in progetto.

3.3 Materiali impiegati

La struttura è stata progettata per essere realizzata interamente in opera, senza l’impiego di elementi prefabbricati. I materiali strutturali previsti sono il calcestruzzo di classe C30/37 e l’acciaio B450C, le cui caratteristiche sono riportate qui sotto.

Calcestruzzo C30/37

$\boldsymbol{f_{ck}}$ (resistenza a compressione cilindrica caratteristica [MPa])	$\boldsymbol{R_{ck}}$ (resistenza a compressione cubica caratteristica [**MPa**])
30	37
$\boldsymbol{f_{cm}}$ (resistenza a compressione media cilindrica [MPa])	$\boldsymbol{f_{ctm}}$ (resistenza a trazione media cilindrica [MPa])
38,71	2,94
$\boldsymbol{f_{ctk}}$ (resistenza caratteristica a trazione [MPa]	$\boldsymbol{E_c}$ (modulo di elasticità o di Young [MPa])
2,06	33019,43
$\boldsymbol{f_{cd}}$ (resistenza di calcolo a compressione [MPa])	$\boldsymbol{f_{ctd}}$ (resistenza di calcolo a trazione [MPa])
17,40	1,37

Tabella 12: Caratteristiche del calcestruzzo impiegato.

Acciaio ad aderenza migliorata B450C

$\boldsymbol{f_{yk}}$ (resistenza a snervamento caratteristica [MPa])	$\boldsymbol{f_{yd}}$ (resistenza a snervamento di calcolo [MPa])
450	391,30
$\boldsymbol{f_{bk}}$ (resistenza tangenziale caratteristica di aderenza [MPa])	$\boldsymbol{E_s}$ (modulo di elasticità o di Young [MPa])
4,63	210000
$\boldsymbol{f_{bd}}$ (resistenza tangenziale di calcolo di aderenza [MPa])	
3,09	

Tabella 13: Caratteristiche dell'acciaio da armatura.

Nel tempo, purtroppo il calcestruzzo perde le sue caratteristiche protettive per via dei fenomeni corrosivi e di degrado che possono attaccare il calcestruzzo. Al fine di proteggere le caratteristiche del materiale, è stato necessario valutare in modo idoneo lo spessore di copriferro, definendo la classe di esposizione, quale punto di partenza.

Considerando le tabelle contenute nella normativa UNI EN 206, che definisce i requisiti necessari per la composizione del calcestruzzo migliore per resistere alle condizioni aggressive dell’ambiente di inserimento, è stata definita quale classe di esposizione la seguente combinazione: XC3 + XC2.

Alla luce delle disposizioni normative è stato valutato un copriferro pari a 35 mm. Tale valore di copriferro nominale è stato adottato per tutti gli elementi della struttura (fondazioni incluse), così da garantire una durabilità maggiore all’opera stessa.

3.4 Analisi e combinazione dei carichi

3.4.1 Carichi permanenti

In questa sezione sono stati valutati i carichi per unità di superficie di impalcato per ogni piano dell'edificio.

La parete esterna è stata progettata come una muratura di tamponamento a doppia parete (come da Figura 47).

Si osservi che il peso degli infissi esterni grava solo sulle travi di bordo e non viene ridistribuito sugli impalcati di piano.

Le murature interne, invece, sono state progettate come elementi semplici in muratura forata ricoperta da uno strato di intonaco civile (Figura 48).

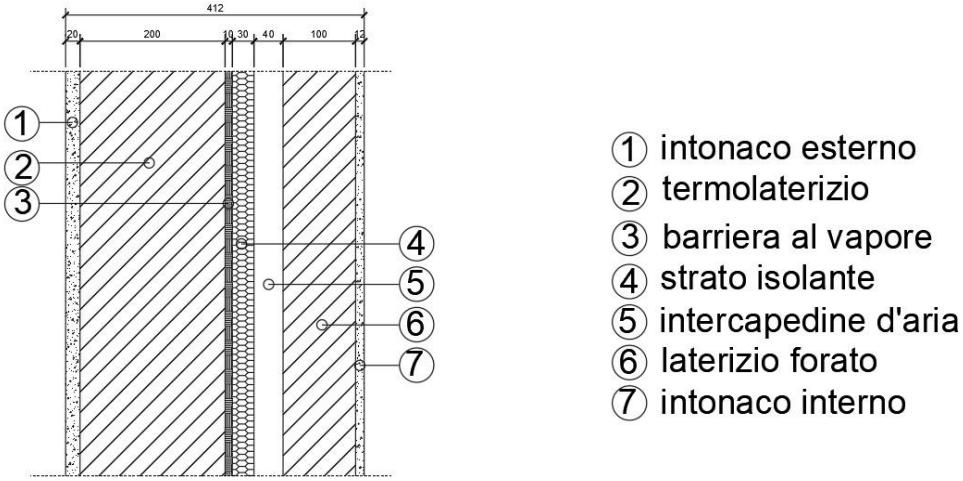


Figura 47: Particolare non in scala della parete verticale di tamponamento (quote in mm).

ELEMENTO	DIMENSIONE (m)			PESO SPECIFICO (kN/mc)	TOTALE
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Intonaco esterno	1.00	1.00	0.015	20	0.30
Termolaterizio	1.00	1.00	0.200	11	2.20
Barriera di vapore	1.00	1.00	0.020	17	0.34
Strato isolante	1.00	1.00	0.030	0.3	0.01
Intercapedine d'aria	1.00	1.00	0.040	---	0.00
Forato	1.00	1.00	0.100	11	1.10
Intonaco interno	1.00	1.00	0.015	20	0.30

Peso proprio muratura	*Spessore totale*		0.42	*Peso totale (kN/mq)*	4.25
Peso proprio muratura a ml	*Altezza muratura*		3.00	*Peso totale (kN/m)*	12.75
Peso con incidenza aperture	*Incidenza aperture (%)*		20	*Peso totale (kN/m)*	**7.86**

Tabella 14: Analisi dei carichi della parete di tamponamento.

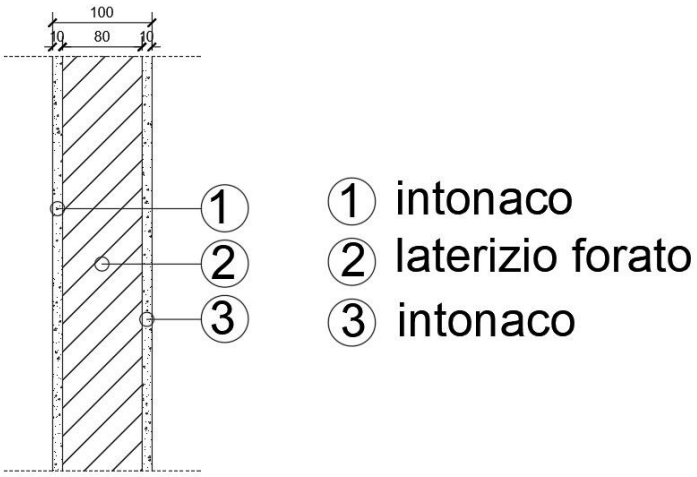


Figura 48: Particolare non in scala della parete verticale interna (quote in mm).

ELEMENTO	DIMENSIONE (m)			PESO SPECIFICO (kN/mc)	TOTALE
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Intonaco	1.00	1.00	0.020	20	0.40
Laterizio forato	1.00	1.00	0.080	11	0.88
Intonaco	1.00	1.00	0.020	20	0. 04
Peso proprio muratura	*Spessore totale*		0.10	*Peso totale (kN/mq)*	1.68
Peso proprio muratura a ml	*Altezza muratura*		3.00	*Peso totale (kN/m)*	5.04

Tabella 15: Analisi dei carichi delle pareti verticali interne.

Il solaio tipo (Figura 49) è costituito da nervature in calcestruzzo armato, di spessore 140 mm ed altezza pari a 200 mm, poste con un interasse pari a 500 mm e con interposti laterizi di alleggerimento. Al di sopra di essi è stata posta una soletta in calcestruzzo armato di spessore 50 mm e successivamente un massetto, uno strato di malta di allettamento ed il pavimento di spessore rispettivamente 40 mm, 20 mm e 15 mm.

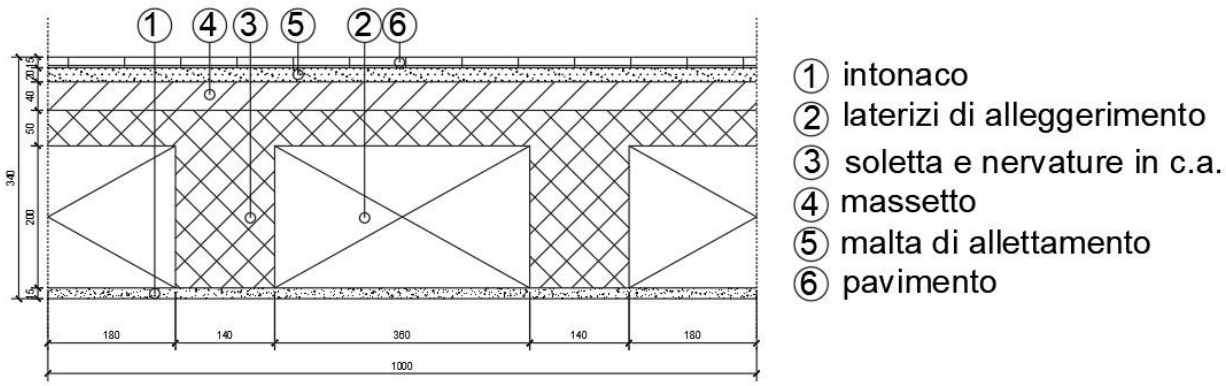


Figura 49: Particolare non in scala del solaio tipo (quote in mm).

ELEMENTO	DIMENSIONE (m)			PESO SPECIFICO (KN/m^3)	TOTALE (KN/m^2)
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Nervature in c.a.	0.14	1.00	0.20	25.00	1.40
Laterizi di alleggerimento	0.36	1.00	0.20	4.50	0.65
Soletta collaborante in c.a.	1.00	1.00	0.05	25.00	1.25
Carichi permanenti strutturali (G1)	*Spessore totale*		0.25	*Peso totale*	3.30
Massetto	1	1	0.04	19	0.76
Malta di allettamento	1	1	0.02	17	0.34
Intonaco	1	1	0.015		0.30
Pavimento	1	1	0.015		0.40
Carichi permanenti non strutturali (G2)	*Spessore totale*		0.09	*Peso totale*	1.80
Carico totale G1 + G2	*Spessore totale*		0.34	*Peso totale*	**5.10**

Tabella 16: Analisi dei carichi del solaio tipo.

ELEMENTO	DIMENSIONE (m)			PESO SPECIFICO (KN/m^3)	TOTALE (KN/m^2)
	Larghezza	Profondità	Spessore		
Pannelli isolanti	1	1	0.03	1	0.03
Intonaco interno	1	1	0.015	20	0.32
Solaio in latero cemento (spessore 22 cm)	1	1	0.22	3	3.19
Tegole marsigliesi	1	1	'---	0.40	0.43
Listellatura, membrana, elemento di gronda	1	1	‘---	0.20	0.21
Carichi permanenti non strutturali (G2)	*Spessore totale*		0.265	*Peso totale*	4.18
Carico totale G1 + G2				*Peso totale*	7.48

Tabella 17: Analisi dei carichi del solaio di copertura.

3.4.2 Carichi variabili

Secondo quanto stabilito dalla Tabella 2.4.I delle NTC 2018, l’edificio oggetto di progetto, è una costruzione con livelli di prestazione ordinari, quindi come già affermato in precedenza, è stato considerato un periodo di vita nominale dell’edificio pari a 50 anni. In base a questa distinzione, sono stati valutati i carichi variabili agenti sulla struttura.

Si rammenta che, nel caso di solai per edifici aventi destinazione residenziale, il sovraccarico variabile di esercizio è pari a 2 kN/m^2.

In assenza di studi approfonditi, è stata valutata l’azione della neve in base alla relazione 3.4.1. della NTC 2018:

$$q_s = \mu_i C_t C_E q_{sk} \tag{3. 1}$$

Tale relazione, tiene conto della forma della copertura, dell’esposizione dell’opera, della topografia del sito e della termo - trasmittanza della copertura. Attraverso di essa, è stato valutato un carico di neve al suolo pari a: $q_s = 0.48\ kN/m^2$.

La valutazione del carico del vento, è stata esperita mediante l’applicazione della relazione 3.3.1 della NTC 2018, qui riportata:

$$v_b = v_{b,0} c_a \tag{3. 2}$$

Si è tenuto conto della velocità di riferimento base al livello del mare e del coefficiente di altitudine; entrambi i valori sono riferiti alla zona in cui sorge l’edificio, ma non sono stati valutati eventuali eventi ed aspetti caratteristici e locali della zona.

Per la valutazione dell’azione del vento, è stata considerata la classe di rugosità del terreno di tipo B, l’esposizione del sito tale da rientrare nella zona costiera entro 10 km dal mare, l’altezza dell’edificio pari a 16,82 m. Da questi valori è stato ottenuto una pressione generata dal vento è pari a $1.13\ kN/m^2$, mediante l’uso del software PRO_SAP.

3.4.3 Azione sismica

Questa parte dell'elaborato, ha lo scopo di difendere la struttura dai terremoti, fornendo alla stessa una più ampia gamma di requisiti e quindi garantire all'opera prestazioni maggiori per un numero maggiore di possibili eventi sismici, indipendentemente dall'intensità degli stessi.

In particolare, la normativa prevede la valutazione dei parametri sismici in base a livelli prestazionali definiti quali stati limite che dovrebbero essere soddisfatti, secondo il Performance - Based Design, si ricorda che:

- Stato Limite di Operatività (SLO), viene impiegato quando si attende che il comportamento globale dell'opera (ivi inclusi impianti ed elementi non strutturali) non subisca danni ed interruzioni d'uso importanti;
- Stato Limite di Danno (SLD), viene studiato per garantire l'immediato impiego della struttura, intesa come capacità dell'opera di non compromettere la capacità di resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali agenti sull'opera stessa;
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), si analizza per consentire crolli di alcuni componenti non strutturali, e danneggiamenti dei componenti strutturali, in misura tale da determinare una perdita significativa di rigidezza rispetto alle azioni orizzontali, ma non rispetto alle azioni verticali. Risulta comunque garantito un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), viene studiato quando alla struttura è concesso di subire gravi danni, rotture e crolli degli elementi non strutturali, e danni altresì gravi per gli elementi strutturali. In ogni caso la struttura deve essere in grado di possedere rigidezza e resistenza per azioni verticali ed in misura inferiore per quelle orizzontali.

La normativa prevede la verifica nei confronti degli stati limite qui sopra trattati, facendo riferimento ad ognuno di essi in base ad una specifica probabilità di occorrenza dell'evento sismico.

La normativa entrata in vigore successivamente, ha previsto che il procedimento di verifica tenesse implicitamente conto del comportamento non lineare degli elementi strutturali.

La verifica dello stato limite di danno e quello di operatività, sono stati effettuati controllando che gli spostamenti di interpiano fossero inferiori ai valori limite, definiti in maniera tale da contenere i danni sull'opera.

La pericolosità intrinseca del sito (intesa quale valutazione della potenzialità distruttiva del terremoto atteso in una specifica area), è stata valutata mediante media pesata ed interpolazione, tra i punti costituenti il reticolo di riferimento definito dall'Istituto Nazionale Geofisica e Vulcanologia (INGV), secondo quanto riportato dalla Tabella 18, tale definizione è stata fatta mediante una valutazione probabilistica degli eventi sismici che prevede che un evento sismico avente intensità non inferiore ad un dato valore di a_g, possa accadere in ogni momento, e l'occorrenza dello stesso evento in un determinato intervallo di tempo è indipendentemente da possibili altri eventi ricadenti in altri intervalli.

Identificativo nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
Località	14.173	40.853	---
33199	14.151	40.833	2.853
33200	14.217	40.833	4.294
32978	14.218	40.833	5.056
32977	14.152	40.833	3.787

Tabella 18: Reticolo di definizione della pericolosità sismica per il sito in esame.

Al fine di identificare l'azione sismica sull'edificio in esame, destinato ad uso residenziale, sono stati previsti:

- Vita nominale dell'edificio V_N pari a 50 anni;
- Classe d'uso dell'edificio II (pertanto è previsto un normale affollamento della struttura);
- Periodo di riferimento per l'azione sismica V_R pari a 50 anni.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R è pari a 50 anni per lo stato limite di danno (SLD), mentre è pari a 475 anni per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Ovviamente a periodi di riferimento maggiori, sono associate accelerazioni di picco al suolo a_g più elevate, come si osserva nella Tabella 19, insieme agli altri parametri di pericolosità sismica del sito. Inoltre, l'accelerazione di picco al suolo, varia con la radice quadrata del periodo di riferimento: raddoppiando il valore del periodo di riferimento, implica un aumento di circa il 40% dell'accelerazione al suolo.

La normativa tecnica vigente definisce le caratteristiche dello spettro di risposta elastico su un reticolo di maglia variabile tra i 5 ed i 10 km ed il periodo di ritorno del sisma è valutato mediante l'impiego di tre parametri definiti sul terreno di riferimento rigido:

- Accelerazione orizzontale massima del sito a_g;
- Amplificazione spettrale massima per le accelerazioni orizzontali F_0;
- Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_C*.

Nella Tabella 19 che segue, sono riportati i valori dei parametri di pericolosità sismica del sito.

Stato limite	T_R	a_g	F_0	T_C^*
	Anni	g		sec
SLO	30.0	0.043	2.360	0.280
SLD	50.0	0.058	2.330	0.310
SLV	475.0	0.165	2.360	0.330
SLC	975.0	0.211	2.430	0.340

Tabella 19: Parametri che individuano la sismicità della zona.

La classificazione sismica generale è riferita al moto in terreni compatti con superficie orizzontale, quando lo strato roccioso di base non è superficiale, il moto delle opere è subordinato dalle caratteristiche degli strati di terreno affioranti, di cui occorre tener conto per valutare correttamente l'azione sismica sul sito.

Le caratteristiche del suolo su cui è prevista la costruzione dell'edificio, sono state dedotte da una serie di indagini geotecniche svolte nel corso della progettazione di un complesso sportivo ad uso pubblico in Via De Chirico 16, il quale dista circa 1,5 km dal sito di progettazione (Laudiero, 2013). Da tali indagini ai fini sismici, il suolo è classificabile in categoria C, corrispondente ad un deposito di terreno a grana grossa mediamente addensato oppure ad un terreno a grana fina mediamente consistente, con spessore superiori a 30 m, caratterizzato da un progressivo miglioramento delle caratteristiche delle proprietà meccaniche con la profondità.

Bisogna evidenziare che il terreno presenta andamento pressoché pianeggiante (come riscontrabile nelle immagini riportate in seguito) ed appartiene quindi alla categoria topografica T1, per la quale il coefficiente di amplificazione topografica S_T ha valore unitario, proposto anche dalle tavole di zonizzazione del territorio in prospettiva sismica del territorio partenopeo.

La regolarità è un obiettivo da perseguire durante la fase progettuale, in quanto influisce sul comportamento della struttura, nonché sui costi da sostenere da parte della committenza per renderla compatibile con i requisiti di sicurezza previsti.

La struttura progettata è una struttura intelaiata a più piani e più campate, con classe di duttilità B. L'edificio si presenta sufficientemente regolare in altezza, in quanto le masse e le sezioni sono pressoché uguali per tutti i piani, infatti secondo quanto stabilito dalle NTC 2018, le caratteristiche che una struttura deve possedere per essere regolare in altezza sono:

- I sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- La massa e la rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente dalla base alla sommità della costruzione: in particolare per valutare la rigidezza, sono considerabili regolari in altezza le strutture dotate di pareti in cemento armato ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica valutata alla base;
- Il rapporto tra la capacità e la domanda allo stato limite di salvaguardia della vita non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi: può fare eccezione l'ultimo orizzontamento delle strutture intelaiate di almeno tre piani;
- Gli eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano in maniera graduale secondo quanto previsto da normativa.

Le seguenti caratteristiche devono essere tutte soddisfatte secondo il citato D. M. 17/01/2018, per definire un edificio regolare in pianta:

- la distribuzione delle masse e delle rigidezze deve risultare approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta risulta compatta. In particolare, il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non superano il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- il rapporto tra i lati del rettangolo che circoscrive l'opera in pianta in corrispondenza di ogni piano deve essere inferiore a 4;
- ogni piano ha una rigidezza di piano maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra queste ultime ed abbia resistenza sufficiente a garantire l'efficacia della distribuzione.

La regolarità in pianta non è assicurata, in quanto l'edificio presenta una forma a T, pertanto è stato valutato un fattore di forma q pari a 2,760, come anche visualizzabile nella Figura 41.

Sulla base di quanto definito, sono stati calcolati i valori dei parametri S, T_B, T_C, T_D che descrivono lo spettro di risposta elastico nel caso di stato limite di danno SLD e nel caso di stato limite di salvaguardia della vita SLV per il sito.

Stato Limite	S	T_B	T_C	T_D
		sec	sec	sec
SLO	1.500	0.149	0.447	1.772
SLD	1.500	0.160	0.479	1.831
SLV	1.467	0.167	0.500	2.260
SLC	1.393	0.170	0.510	2.442

Tabella 20: Parametri descriventi lo spettro di risposta elastico nel caso di SLD e SLV.

Nella figura che segue, sono riportati i differenti spettri di risposta, in particolare si osservi come per lo SLD, nel tratto T_B - T_C, il valore massimo di accelerazione sia pari a 0.207g, mentre per il SLV, nel medesimo tratto, la massima accelerazione sia pari a 0.572g; mentre il valore di T_C risulta rispettivamente pari a 0.479 s e 0.500 s.

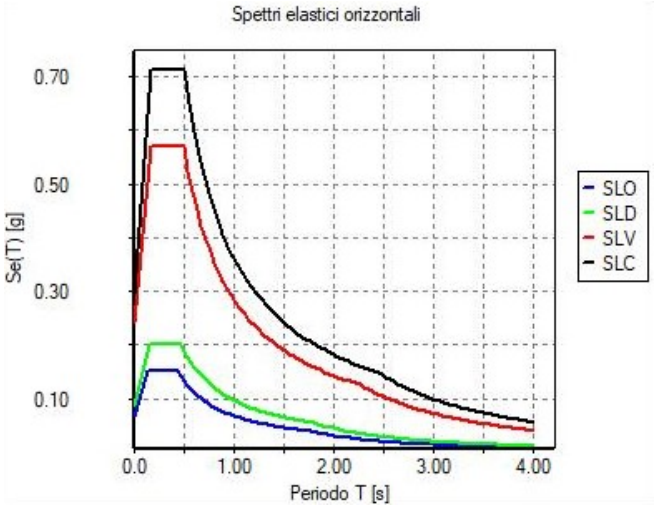


Figura 50: Andamento dei differenti spettri elastici di risposta.

Al fine di effettuare le necessarie analisi sismiche sulla struttura, sono stati determinati, i fattori di comportamento previsti dal D. M. 17/01/2018. Al fine di considerare la condizione peggiore, è stata pertanto esaminata la struttura in progetto, quale opera priva di regolarità in altezza ed in pianta, ed inoltre è stata progettata in classe di duttilità media (CD B).

È stato identificato quindi un sistema costruttivo in calcestruzzo, con tipologia strutturale identificata quale struttura a telaio, a pareti accoppiate, miste, aventi più piani e campate.

Alla luce di queste caratteristiche, sono stati definiti anche i parametri definiti nelle tabelle sottostanti:

Valore rapporto	α_u/α_1	1.150
Valore base fattore	$q_0=3\ \alpha_u/\alpha_1$	3.450
Fattore pareti	k_w	1.000
Fattore di regolarità	K_R	0.800
Fattore dissipativo	$q_D=q_0 \cdot k_w \cdot K_R$	2.760
Fattori di comportamento dissipativi	q SLU x	2.760
	q SLU y	2.760
	q SLU z	1.500

Tabella 21: Fattori di comportamento.

CDC	TIPO	FATTORE SITO S	T_b-T_c	Angolo ingresso	Eccentricità aggiuntiva	T_1	q	μ_d	Modi di vibrare considerati	Combinazione modale
6	E_{dk}	1.467	0.207g	0	pos	0.580	2.760	2.760	21	CQC
7					neg	0.614				
8				90	pos	0.616				
9					neg	0.596				
10			0.202g	0	pos	0.580				
11					neg	0.614				
12				90	pos	0.616				
13					neg	0.596				

Tabella 22: Fattori di comportamento impiegati, in funzione delle differenti combinazioni di carico.

Nella Tabella 23 sono riportati i periodi caratterizzanti i 21 modi di vibrare indicati nella tabella precedente.

Modi di vibrare	Periodo T [s]
1	1.57
2	0.61
3	0.59
4	0.53
5	0.27
6	0.25
7	0.19
8	0.18
9	0.16
10	0.15
11	0.14
12	0.14
13	0.13
14	0.12
15	0.12
16	9.950E-02
17	8.533E-02
18	7.596E-02
19	6.088E-02
20	4.788E-02
21	3.847E-02

Tabella 23: Periodi propri per ognuno dei 21 modi di vibrare.

3.4.4 Schematizzazione dei casi di carico

Grazie all'ausilio del software PRO_SAP per la progettazione e la verifica della struttura, sono stati definiti, in base ai carichi definiti in precedenza i principali casi di carico, secondo quanto riportato dalla tabella sottostante.

Casi di carico (CdC)	Tipo	Sigla identificativa	Note
1	G_{gk}	CdC corrispondente al peso proprio della struttura	Generati automaticamente dal software
2	G_{sk}	CdC corrispondente al carico permanente solai – coperture	
3	G_{sk}	CdC corrispondente al carico permanente solai – coperture	
4	Q_{sk}	CdC corrispondente al carico variabile dei solai	
5	Q_{nk}	CdC corrispondente al carico da neve	
6	E_{dk}	CdC corrispondente all'azione sismica dinamica al SLU per α=0 con eccentricità positiva	Partecipazione al 100% delle combinazioni di carico 1, 2, 3,4, 5 e 14. Generati semi – automaticamente dal software.
7	E_{dk}	CdC corrispondente all'azione sismica dinamica al SLU per α=0 con eccentricità negativa	
8	E_{dk}	CdC corrispondente all'azione sismica dinamica al SLU per α=90 con eccentricità positiva	
9	E_{dk}	CdC corrispondente all'azione sismica dinamica al SLU per α=90 con eccentricità negativa	
10	E_{dk}	CdC corrispondente all'azione sismica dinamica al SLD per α=0 con eccentricità positiva	
11	E_{dk}	CdC corrispondente all'azione sismica dinamica al SLD per α=0 con eccentricità negativa	
12	E_{dk}	CdC corrispondente all'azione sismica dinamica al SLD per α=90 con eccentricità positiva	
13	E_{dk}	CdC corrispondente all'azione sismica dinamica al SLD per α=90 con eccentricità negativa	

Tabella 24: Casi di carico agenti sulla struttura.

In funzione di quanto previsto dal D.M. 17 gennaio 2018, sono stati combinati i differenti tipi di carico, determinando molteplici combinazioni di carico destinate alla verifica della struttura, alla definizione degli spostamenti e delle sollecitazioni agenti sulla struttura.

Secondo quanto previsto al 2.5.3. del D.M. 17 gennaio 2018, le combinazioni delle azioni sono state definite agli stati limite ultimi secondo le formule dalla [2.5.1] alla [2.5.7], applicando i coefficienti di combinazione della categoria A, caratterizzanti gli ambienti di tipo residenziale.

Combinazione di carico (CDC)	Sigla identificativa	Note
1-4	Combinazioni SLU A1	
14-36	Combinazioni SLU A1 (SLV sismico).	
37-68	Combinazioni SLE (SLD). Tipo SLD sismico	
69	SLU accidentale	
70-71	Combinazioni SLE rara	
72	Combinazione SLE frequente	
73	Combinazione SLE permanente	La combinazione è applicata con coefficiente 1.3, quindi è completamente partecipante alla definizione delle masse sismiche in misura superiore al 30% di quella identificata.
74	Combinazione SLE permanente	La combinazione è applicata con coefficiente unitario.

Tabella 25: Combinazioni di carico agenti sulla struttura.

3.5 Dimensionamento dei principali elementi strutturali

In questa sezione si tratta brevemente, il progetto e la verifica di due degli elementi strutturali primari, quali travi principali e pilastri.

Per gli altri elementi quali le travi di sostegno dei pianerottoli di interpiano, il nucleo ascensore, le travi di copertura ed i setti in cemento armato, in questo trattato non è riportato né il dimensionamento né la verifica, che sono stati realizzati mediante il software PRO_SAP.

3.5.1 Progettazione delle travi di fondazione

Le fondazioni hanno il compito di trasferire i carichi dalla struttura al terreno, sia i carichi verticali sia gli orizzontali, secondo le modalità previste in fase di modellazione progettuale.

Secondo quanto previsto anche per altri elementi strutturali, altresì le fondazioni devono essere in grado di fronteggiare scenari non esplicitamente considerati in fase di progetto quali cedimenti differenziali o la presenza di vuoti nel terreno, ma che possono presentarsi con una probabilità non elevata e con conseguenze notevolmente dannose.

La progettazione delle travi di fondazione ha seguito i criteri generali validi per una trave di elevazione. In particolare, in questo progetto è stata prevista l’adozione di travi rovesce; tale tipologia risulta particolarmente efficace per carichi in fondazione elevati (anche in ambito sismico), qualora il terreno presenti valori di resistenza non particolarmente elevati e nel caso si manifestassero cedimenti differenziali variabili puntualmente.

Le travi di fondazione formano un reticolo di travi tale da limitare gli spostamenti relativi della struttura. Le travi di fondazione sono travi rovesce aventi altezza pari a 100 cm, la base inferiore pari a 120 cm, l’altezza dell’ala e larghezza dell’anima sono pari a 40 cm. La sezione della trave di fondazione risulta di dimensioni tali da avere un’inerzia ben superiore a quella delle travi e dei pilastri, quindi non si

manifesteranno cedimenti differenziali sulla struttura in elevazione è ipotizzabile che il vincolo alla base dei pilastri sia un incastro.

La verifica delle fondazioni è stata fatta impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti per le azioni agenti (A1 e A2), per i parametri geometrici (M1 e M2) e per le resistenze (R1 e R2).

In particolare, è stato impiegato l’Approccio 2, vista la normativa vigente, la quale prevede un’unica combinazione di coefficienti da impiegare in fase di progetto e di verifica, sia in ambito strutturale, sia in ambito geotecnico. Si rammenta che tale approccio è basato sul coefficiente di sicurezza globale.

Per le fondazioni progettate le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 prevedono cinque Stati Limite Ultimi da verificare:

- EQU: individua la perdita di equilibrio della struttura e/o del terreno o del loro complesso giudicati quali corpi rigidi;
- STR: determina il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali;
- GEO: individua il raggiungimento della resistenza del terreno tale da determinare lo sviluppo dei cinematismi tali da determinare il collasso dell’insieme struttura – terreno;
- UPL: identifica la perdita di equilibrio della struttura o del terreno conseguente alla spinta generata dall’acqua;
- HYD: erosione e sifonamento provocati da variazioni idrauliche.

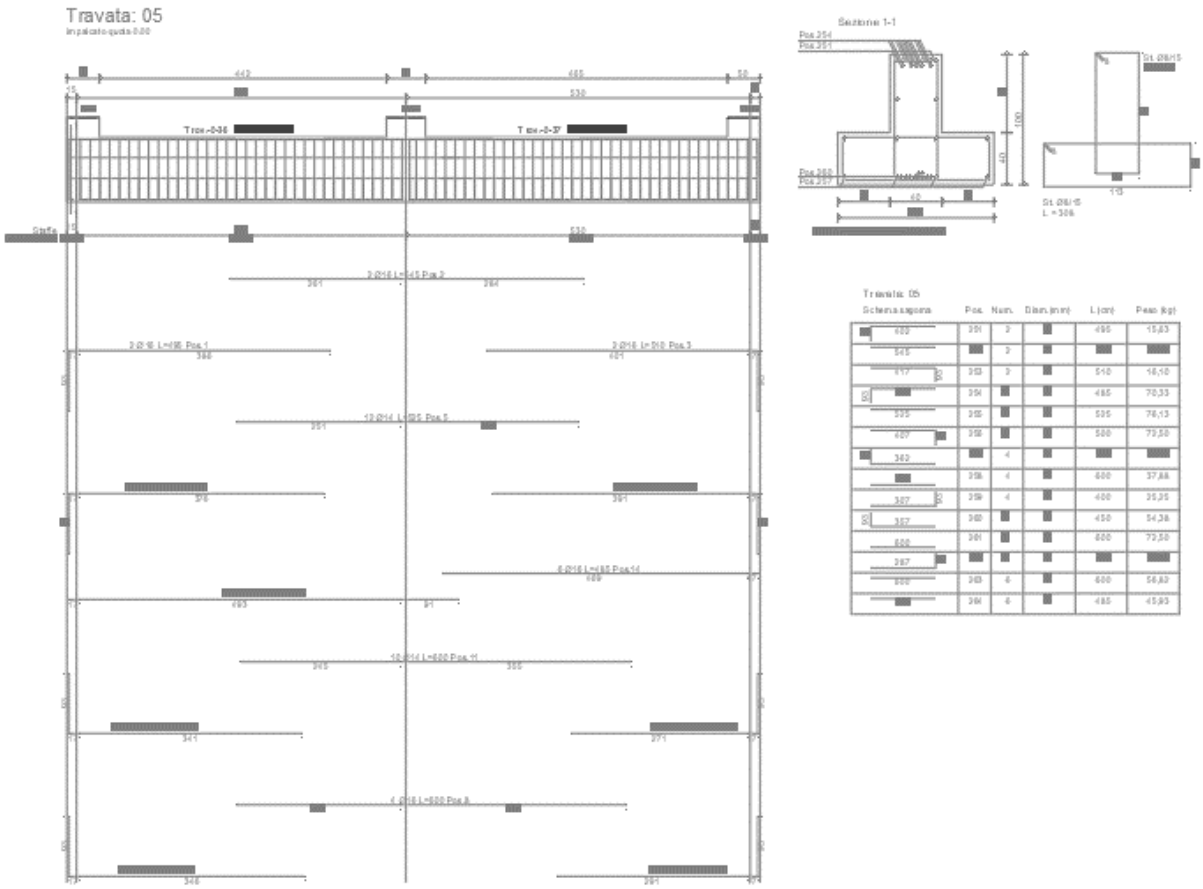


Figura 51: Distinta dei ferri di una trave rovescia di fondazione non in scala.

3.5.2 Progettazione delle travi di elevazione

Le travi sono elementi monodimensionali, soggette principalmente alle forze applicate in direzione ortogonali al loro asse, quindi sono state considerate le sollecitazioni di flessione e taglio. La flessione influenza maggiormente l'armatura della sezione trasversale, ma a parità di carico applicato, il momento flettente incrementa con l'aumentare della luce della campata.

Per quanto appena affermato, il progetto dell'armatura riportato è quello della trave avente luce maggiore, cioè pari a 5.60 m.

In prima istanza, è stata valutata l'altezza delle travi, quale un decimo della luce appena definita, quindi l'altezza della trave è stata definita pari a 56 cm, quindi è stata ipotizzata una trave avente sezione trasversale di 30×55 cm ed è dotata di un copriferro pari a 35 mm, valutato in base alla classe di esposizione e alla tipologia di calcestruzzo impiegato, secondo quanto disposto da normativa.

Unicamente le travi in elevazione di interpiano presentano sezione differente, infatti dalla sezione 30×55 cm, si passa alla sezione 40×60 cm, al fine di garantire stabilità e sicurezza, locale e globale della struttura, dato che le stesse collegano i setti in cemento armato che compartimentano due lati del vano ascensore.

Le caratteristiche dei materiali sono riportati rispettivamente nei sotto capitoli 1.1 e 1.2.

<u>Armatura longitudinale</u>

Secondo quanto disposto dal punto 7.4.6.2.1 del Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, per tutta la lunghezza della trave, devono essere disposte almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm a livello superiore ed inferiore.

In ogni sezione della trave, è stato necessario verificare il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa, fosse compreso nell'intervallo definito dalla [7.4.26] e riportata qui sotto, ed inoltre l'armatura in zona compressa deve essere superiore al 25% dell'analogo rapporto effettuato in zona tesa:

$$\frac{1{,}4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3{,}5}{f_{yk}} \tag{3.3}$$

Dovendo rispettare le prescrizioni fornite dalla normativa ed altresì verificare che il momento resistente non sia inferiore al momento sollecitante, è stata prevista la messa in opera di diversi ferri, come riportato nelle tavole in allegato e nella distinta dei ferri allegata in seguito (Figura 52), che chiaramente qui è riportata fuori scala e rappresenta non solo la trave avente luce maggiore, ma l'intera travata del secondo piano fuori terra.

<u>Armatura trasversale</u>

Per garantire un comportamento idoneo, devono essere previste adeguate staffe di contenimento nelle zone dissipative. Questo affinché allo stato limite ultimo, si creino le cerniere plastiche dove previsto in fase progettuale e conseguentemente non si verifichino rotture fragili a taglio prima della formazione delle cerniere plastiche.

In particolare, la prima staffa deve essere posta ad una distanza non superiore a 50 mm dal filo della sezione, mentre le staffe successive vanno posizionate ad un passo non superiore alla minore tra le seguenti distanze:

- Il 25% dell'altezza utile della sezione trasversale;
- Per la classe di duttilità alta (CD A) pari a 175 mm, mentre per la classe di duttilità B pari a 225 mm;

- Tra le sei e le otto volto il diametro minimo delle barre impiegate nelle verifiche in base alla classe di duttilità;
- 24 volte il diametro dell'armatura trasversale.

Duttilità delle travi

Si osservi che le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, hanno introdotto le verifiche di duttilità per le travi, allo scopo di assicurare un'idonea capacità rotazionale delle cerniere plastiche progettate agli stati limite ultimi sismici. Infatti, anche per la classe di duttilità bassa (CD B), è imprescindibile garantire un livello di capacità dissipativa tale da prevedere la formazione del maggior numero di cerniere plastiche, in particolare in corrispondenza delle estremità delle travi.

Le verifiche di duttilità previste dal D. M. 17 gennaio 2018, sono automaticamente soddisfatte qualora si rispettino i dettagli costruttivi previsti per le costruzioni civili in zona sismica, infatti la norma riporta testualmente: "*Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi previste nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel Cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità".*

Alla luce di quanto appena affermato, le verifiche a duttilità delle travi di elevazione, sono risultate soddisfatte.

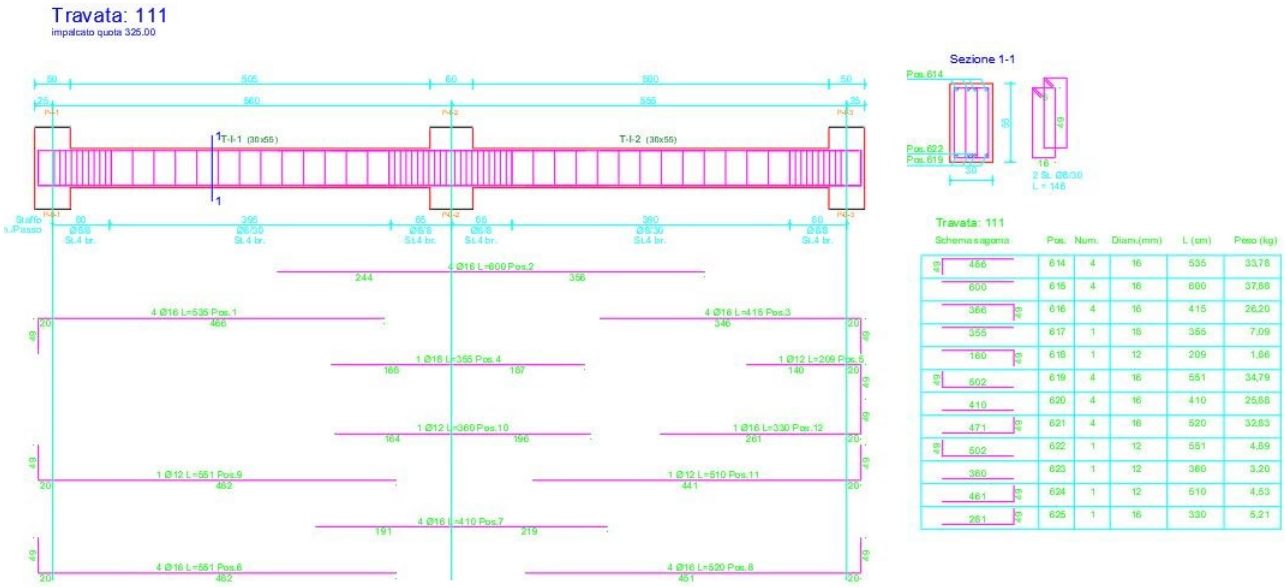


Figura 52: Distinta dei ferri della travata 111 del secondo piano fuori terra, fuori scala.

Si rammenta che data la tipologia di fondazione progettata, la progettazione stessa di tali elementi strutturali è stata molto simile alla progettazione delle travi in elevazione della struttura.

3.5.3 Progettazione dei pilastri

I pilastri hanno tutti sezione 50×60 cm, indipendentemente dal piano in esame.

La distribuzione dei pilastri risulta essere sufficientemente uniforme (sono disposti con un interasse compreso tra i 4,16 m ed i 5,60 m); su un totale di 24 pilastri, 14 di essi presentano sezione allungata nella direzione verticale in pianta (lungo l’asse y), mentre i restanti presentano la sezione allungata nella direzione ortogonale (lungo l’asse x). Secondo quanto visivamente riscontrabile, la rigidezza risulta maggiore nella direzione dell’ordinata.

I pilastri sono stati dimensionati tenendo conto delle azioni a cui devono resistere; infatti, per ognuno dei 24 pilastri costituenti la struttura verticale portante dell’edificio, è stata valutata l’area di influenza dei carichi. Successivamente, è stata valutata la risultante dei carichi in corrispondenza di ogni pilastro, e per ognuno di essi è stata valutata l’area necessaria per sopportare la risultante dei carichi.

Definita l’area necessaria ai pilastri, è stato impostato il valore di un lato e quindi è stato identificato la dimensione dell’altro lato del pilastro. Alla luce di questo procedimento, sono stati posti in opera dei pilastri di lati 50×60 cm.

Armatura longitudinale

Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, al punto 7.4.6.2.2, le barre non devono essere poste con passo superiore a 25 cm, per tutto lo sviluppo del pilastro. In fase progettuale è stato anche rispettato l’intervallo in cui deve ricadere la percentuale geometrica di armatura longitudinale, quindi è compresa tra l’1% ed il 4%.

Armatura trasversale

Tutte le barre sono contenute dalle staffe di diametro 10 mm, con passo variabile tra 12 cm ed i 15 cm, rispettando quindi il passo massimo previsto per la classe di duttilità B pari a 20 cm.

Il passo delle staffe di contenimento rispetta altresì queste limitazioni, in quanto il passo delle staffe deve essere inferiore o uguale alla più piccola delle seguenti quantità per la classe di duttilità B:

- La metà del lato minore della sezione trasversale;
- 17,5 cm;
- Otto volte il diametro delle barre longitudinale.

Duttilità dei pilastri

Le verifiche di duttilità dei pilastri, seguono le medesime indicazioni fornite per le verifiche di duttilità delle travi al punto 3.6.1.; effettuando le stesse, quindi risultano verificate le disposizioni normative.

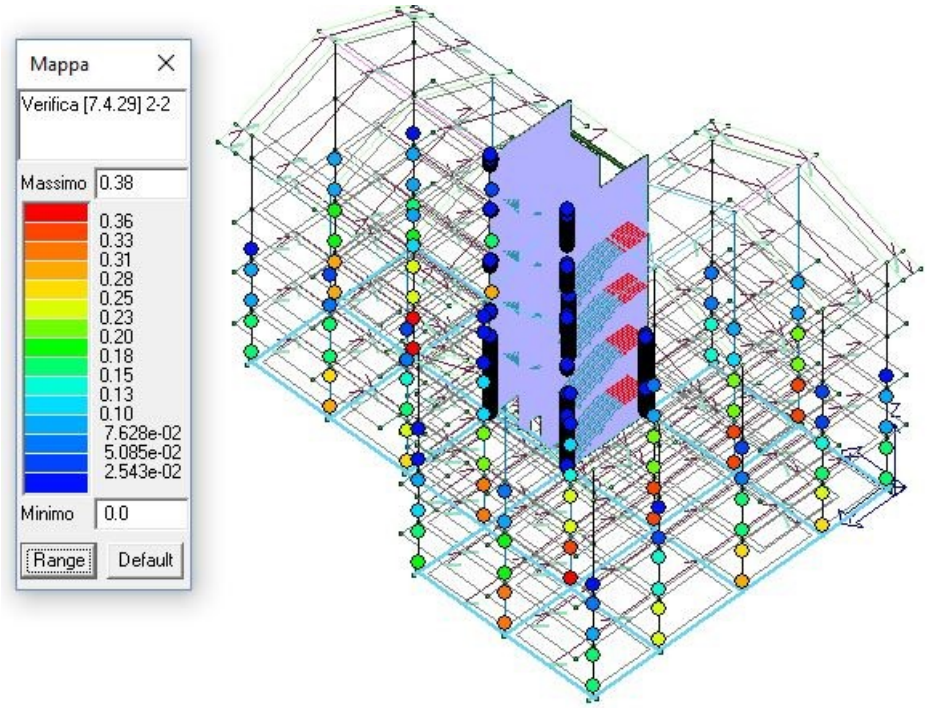


Figura 53: Risultati della verifica di duttilità (DUT) in direzione 2-2.

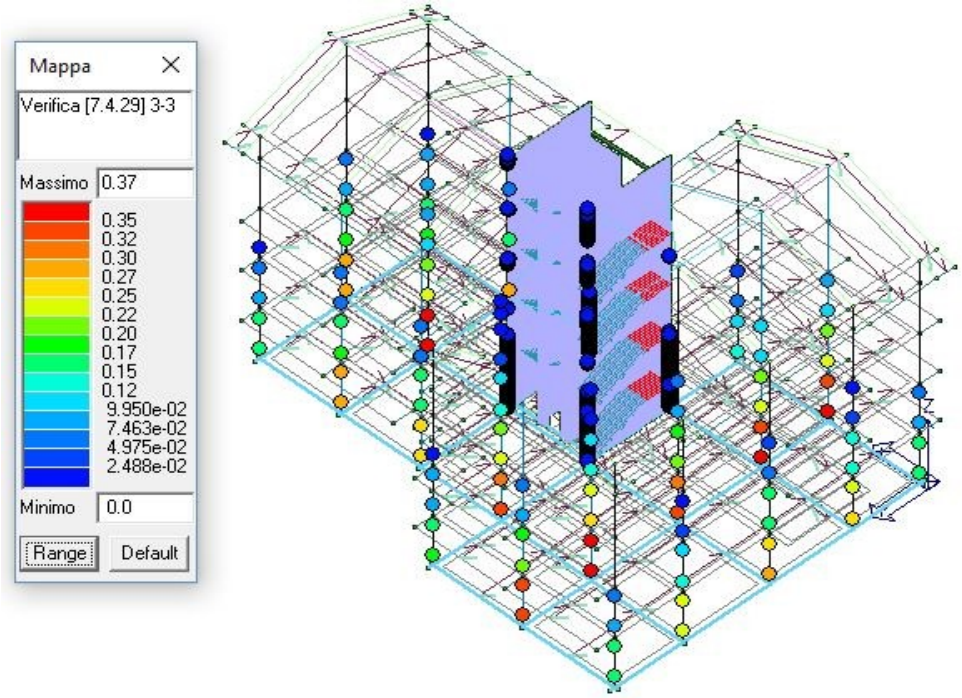


Figura 54: Risultati della verifica di duttilità (DUT) in direzione 3-3.

Nella pagina successiva è riportata la distinta dei ferri del pilastro fuori scala, in maniera analoga a quanto fatto per la trave nella sezione precedente, nell'Appendice A è riportata la tavola in scala.

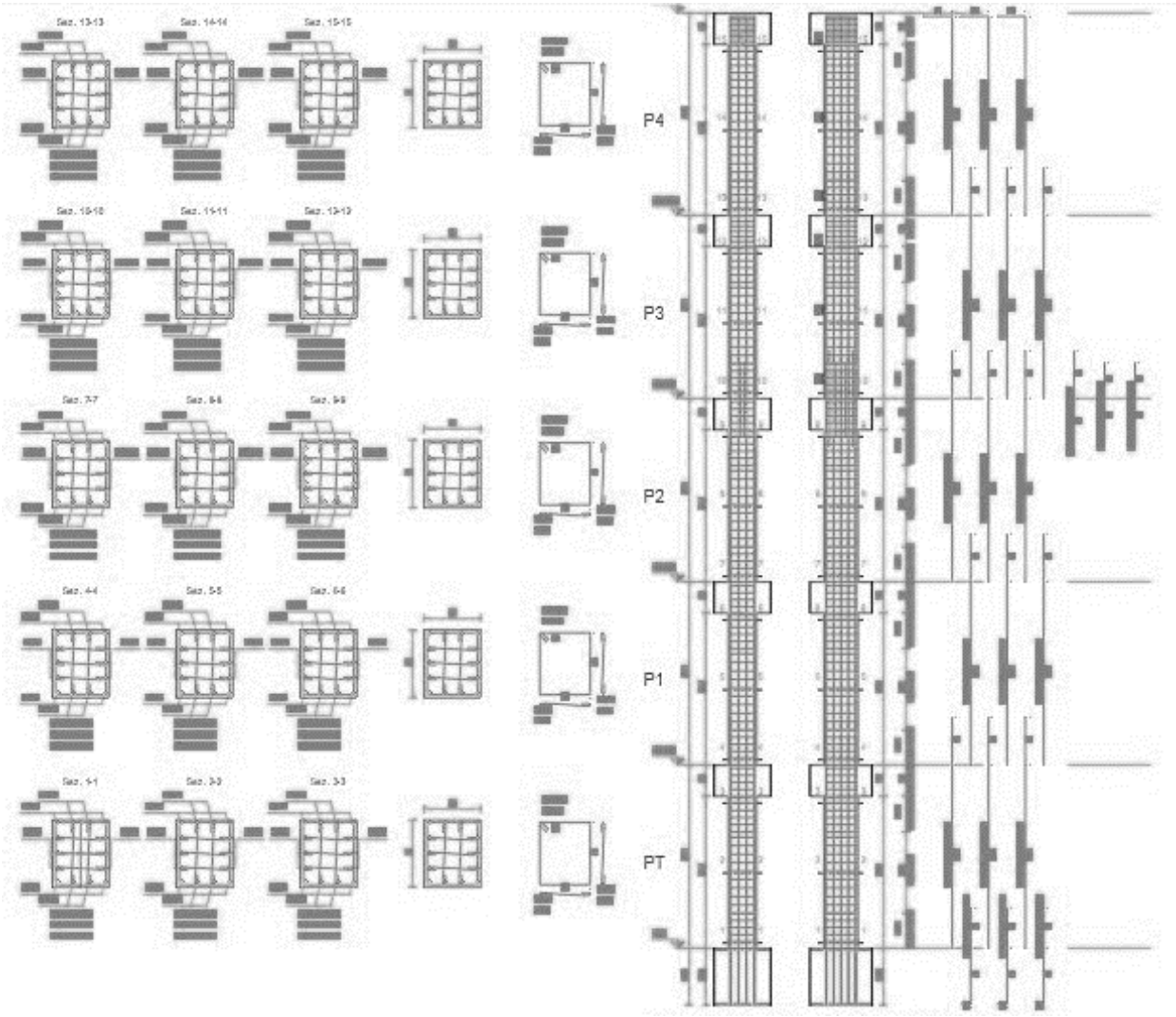


Figura 55: Distinta dei ferri dei pilastri non in scala.

3.5.4 Dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi previsti da normativa, sono stati applicati solo quando non in contrasto con le regole restrittive concernenti le costruzioni in zona sismica, quali quella in oggetto.

Armatura delle travi

In particolare, l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a quanto previsto dalle seguenti formule, riportate al punto 4.1.6.1.1:

$$A_{s,min} = 0{,}26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}b_t d \tag{3.4}$$

$$A_{s,min} \geq 0{,}0013 b_t d \tag{3.5}$$

L'armatura, negli appoggi di estremità è stata ancorata all'intradosso ed è stata valutata adottando lo stesso modello a traliccio impiegato per il taglio ed inoltre è stata impiegata la regola della traslazione della risultante delle trazioni dovute alla flessione.

L'armatura longitudinale, inoltre, non deve superare il 4% dell'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Sono state rispettate altre prescrizioni quali:

- L'armatura trasversale delle staffe deve essere superiore o uguale 1,5b mm^2/m, cioè una volta è mezza lo spessore minimo dell'anima espressa in mm, con un valore minimo di tre staffe al metro disposte con passo non superiore all'80% dell'altezza utile della sezione;
- Almeno la metà dell'armatura necessaria per il taglio deve essere disposta mediante staffe;

Armatura dei pilastri

Nel caso di pilastri soggetti a prevalente sforzo normale, i ferri disposti paralleli all'asse sono stati previsti di diametro non superiore a 12 mm e con interasse inferiore o pari a 300 mm, e l'area deve sottostare a queste prescrizioni, dove A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo:

$$A_{s,min} = 0{,}10\frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \tag{3.6}$$

$$A_{s,min} \geq 0{,}003 A_c \tag{3.7}$$

In particolare, le armature trasversali di questi elementi strutturali, non sono state progettate con interasse superiore a 12 volte il diametro minimo delle barre adottate per l'armatura longitudinale ed inoltre il passo massimo adottato è stato pari a 250 mm.

Il diametro delle staffe impiegate, non è inferiore di 6 mm ed il 25% del diametro massimo dei ferri longitudinali.

Si rammenta che al fuori della zona di sovrapposizione, l'area massima di armatura prevista non deve superare il 4% dell'area della sezione trasversale di calcestruzzo, in maniera analoga a quanto previsto per le travi.

Copriferro ed ancoraggio delle barre

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo, al fine di garantire la durabilità della sezione.

Per assicurare la protezione delle armature da tutti i fenomeni corrosive e di degrado, il copriferro è stato dimensionato in base alla classe di esposizione dell'ambiente, alla resistenza delle armature agli agenti aggressivi ed alla dimensione massima degli inerti, facendo riferimento alla UNI EN 1992 – 1 – 1.

Le armature longitudinali sono state sovrapposte nelle zone compresse o di minore sollecitazione, così da garantire l'ancoraggio delle barre.

Dettagli costruttivi per la duttilità

Secondo quanto disposto dalla normativa tecnica vigente sul territorio nazionale, per le zone dissipative in corrispondenza dello spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali dei pilastri secondari, è necessario condurre le verifiche di duttilità previste al punto 7.4.4.2.2., oppure le stesse possono ritenersi soddisfatte qualora, siano rispettate per le zone dissipative le seguenti limitazioni, indicate delle NTC 2018 quali formule 7.4.29 e 7.4.30:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \tag{3.8}$$

$$\omega_{wd} = \frac{volume\ delle\ staffe\ di\ confinamento}{volume\ del\ nucleo\ di\ calcestruzzo} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \tag{3.9}$$

In particolare, i simboli indicati nelle formule precedenti indicano:

- ω_{wd} è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa individuata riferendosi alla linea media delle staffe;
- μ_{ϕ} è la domanda di duttilità di curvatura allo stato limite di prevenzione del collasso;
- ν_d è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica allo stato limite di salvaguardia della vita valutata come segue:

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \tag{3.9}$$

- $\varepsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;
- b_c è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;
- b_0 è la larghezza del nucleo confinato con riferimento alla linea media delle staffe;
- α è il coefficiente di efficacia di confinamento definito dalla (3.10), i cui fattori per le sezioni rettangolari, sono esplicitati dalle formule (3.11.a) e (3.11.b), tali che il termine n indica il numero totale di barre longitudinali contenute da staffe o legature, mentre:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \tag{3.10}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{(6 \cdot b_0 \cdot h_0)} \tag{3.11.a}$$

$$\alpha_s = \left[\frac{1-s}{2 \cdot b_0}\right] \cdot \left[\frac{1-s}{2 \cdot h_0}\right] \tag{3.11.b}$$

I risultati di tale verifica, sono riportati nei paragrafi concernenti il progetto delle travi di elevazione e dei pilastri, si ricorda che la verifica di duttilità è soddisfatta per tutti gli elementi.

3.6 Analisi dei risultati delle combinazioni di carico

Di seguito sono riportati gli andamenti dei risultati più gravosi ottenuti dalle differenti combinazioni di carico applicate sulla struttura, in termini di traslazione e rotazione.

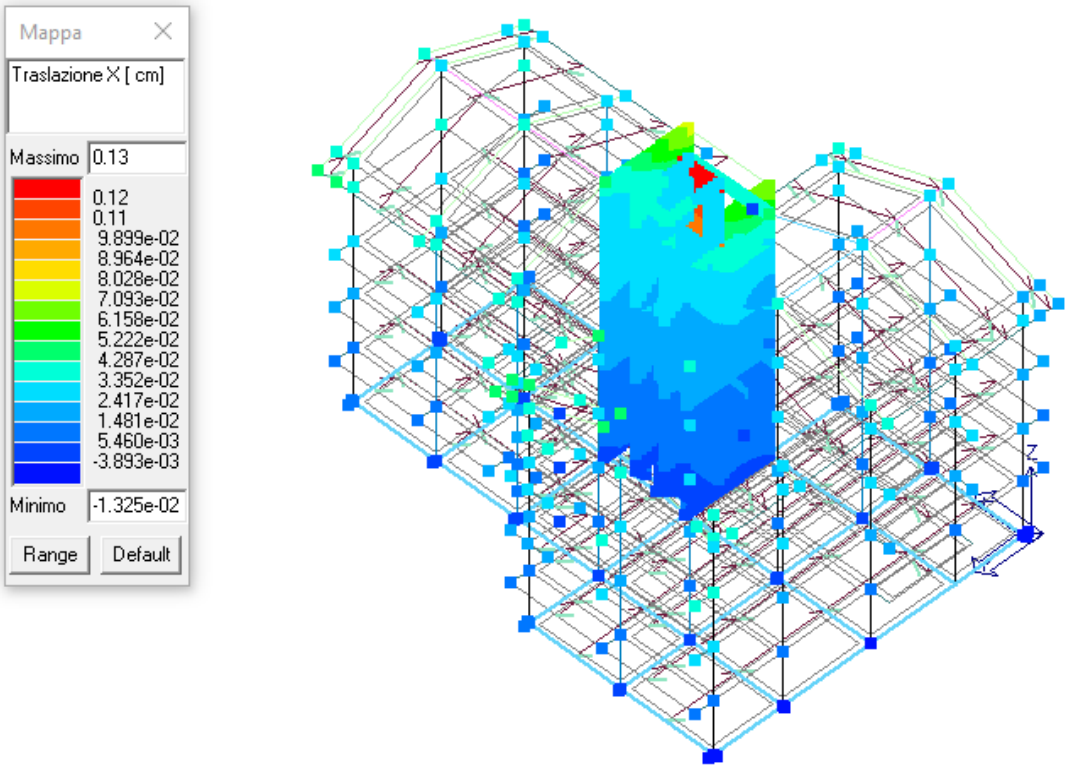


Figura 56: Massima traslazione lungo X registrata dal modello agli elementi finiti in corrispondenza della combinazione di carico SLU A1 3.

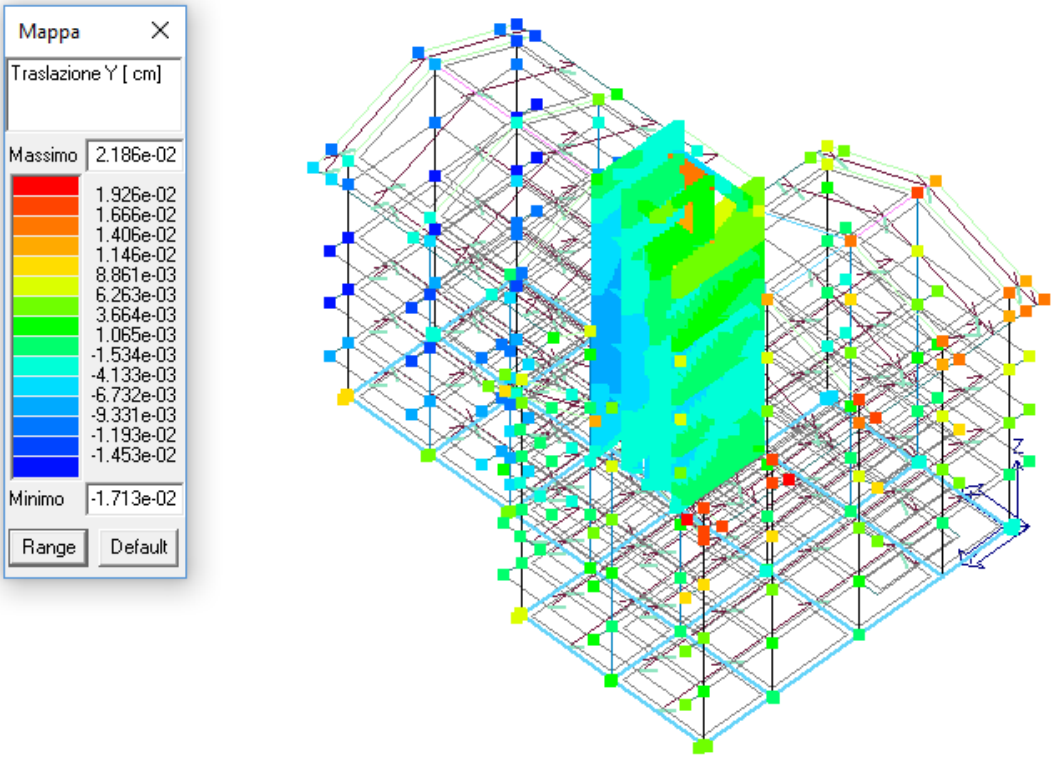


Figura 57: Massima traslazione lungo Y registrata dal modello agli elementi finiti in corrispondenza della combinazione di carico SLU A1 1.

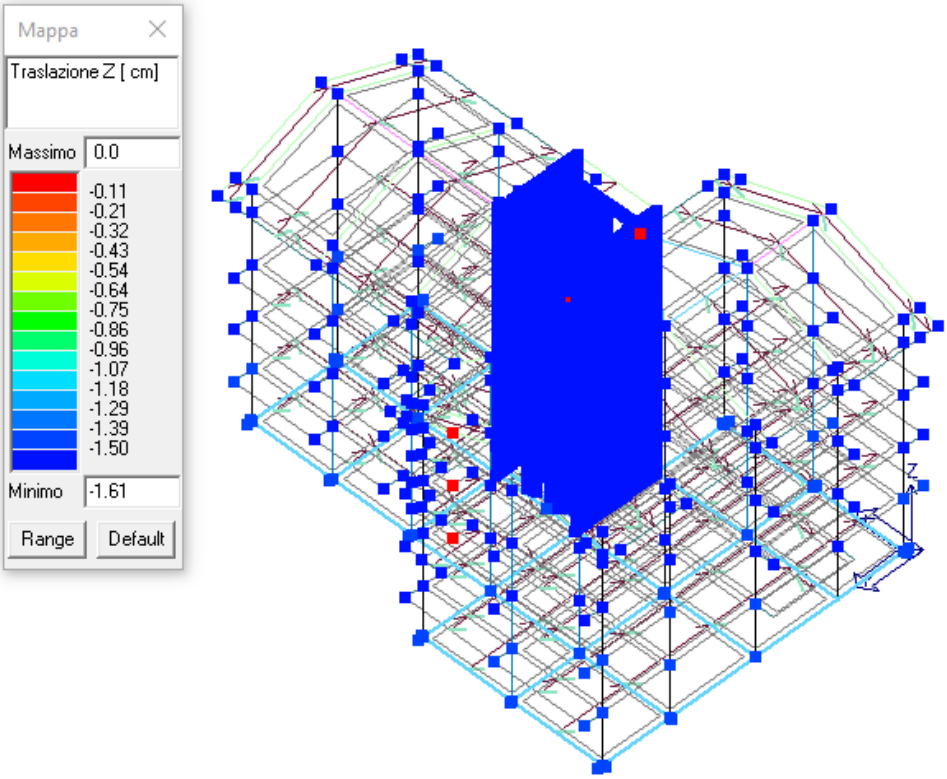


Figura 58: Massima traslazione lungo Z registrata dal modello agli elementi finiti in corrispondenza della combinazione di carico SLU A1 1.

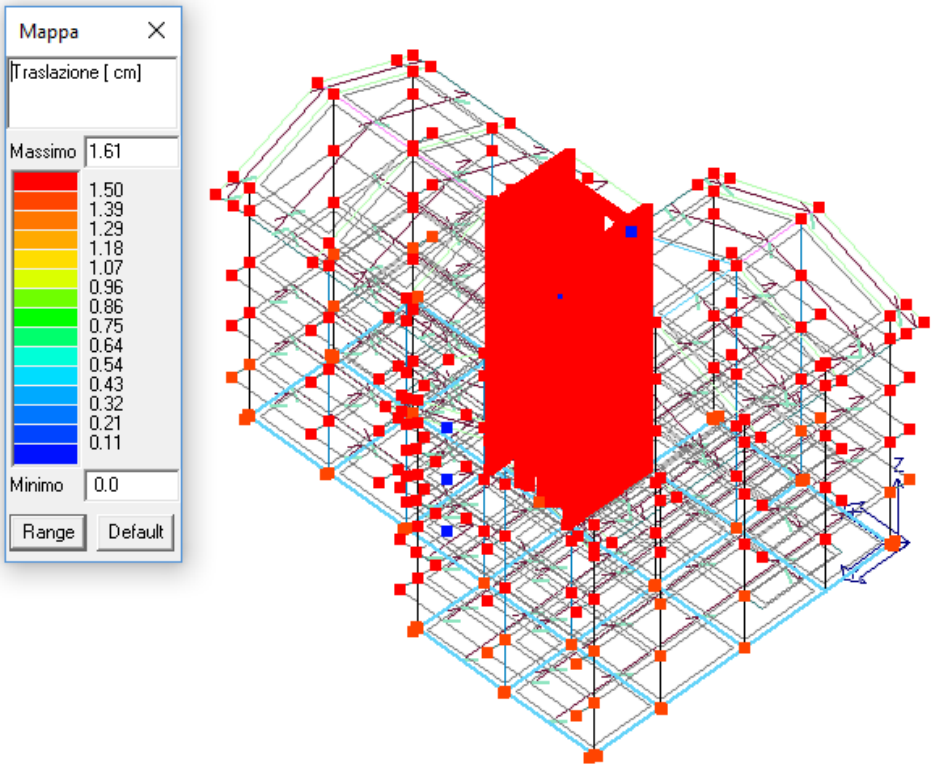


Figura 59: Massima traslazione generale registrata dal software agli elementi finiti in corrispondenza della combinazione di carico SLU A1 1.

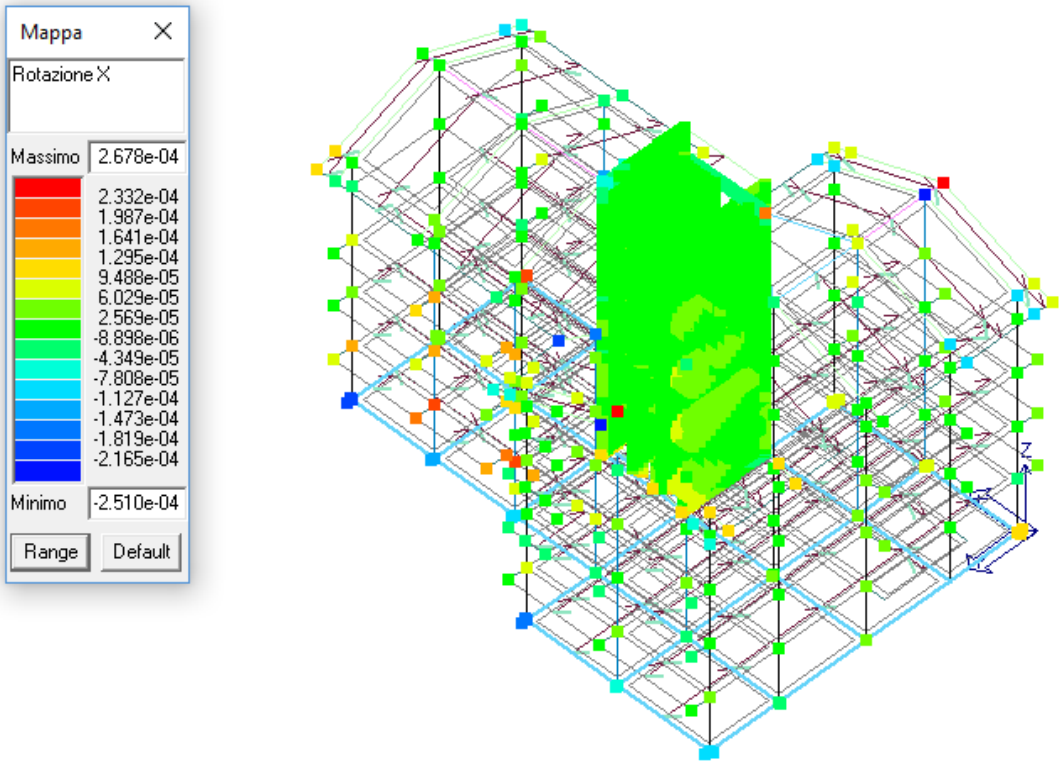


Figura 60: Massima rotazione attorno all'asse X registrata dal modello agli elementi finiti in corrispondenza della combinazione di carico SLU A1 3.

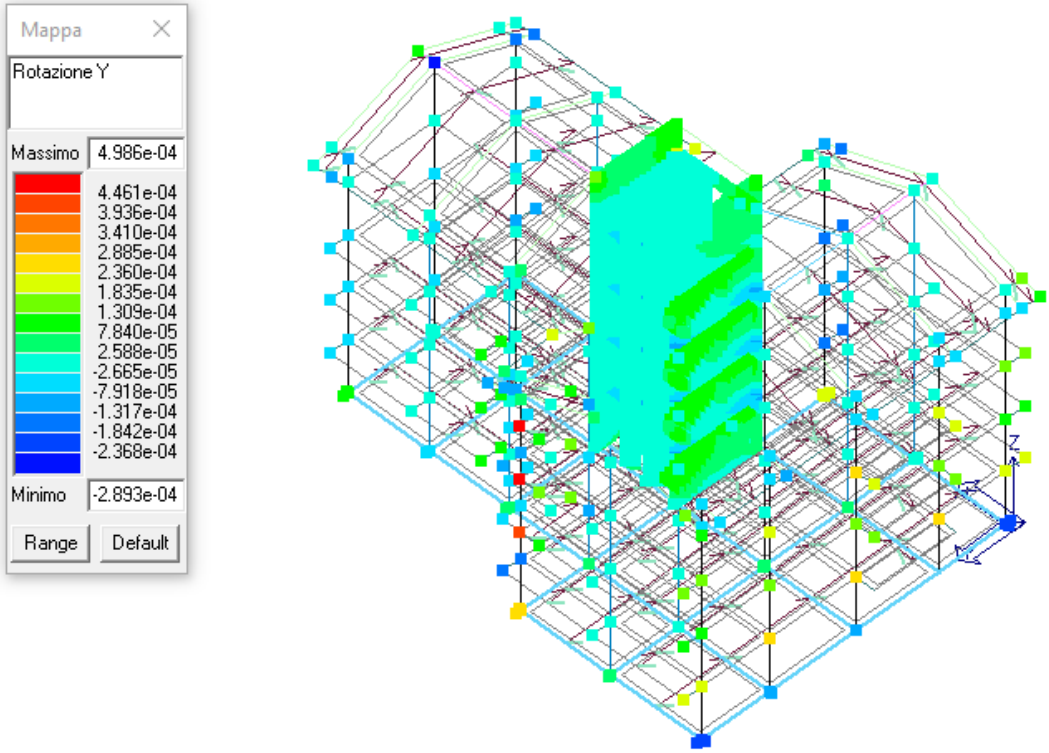


Figura 61: Massima rotazione attorno all'asse Y registrata dal modello agli elementi finiti in corrispondenza della combinazione di carico SLU A1 1.

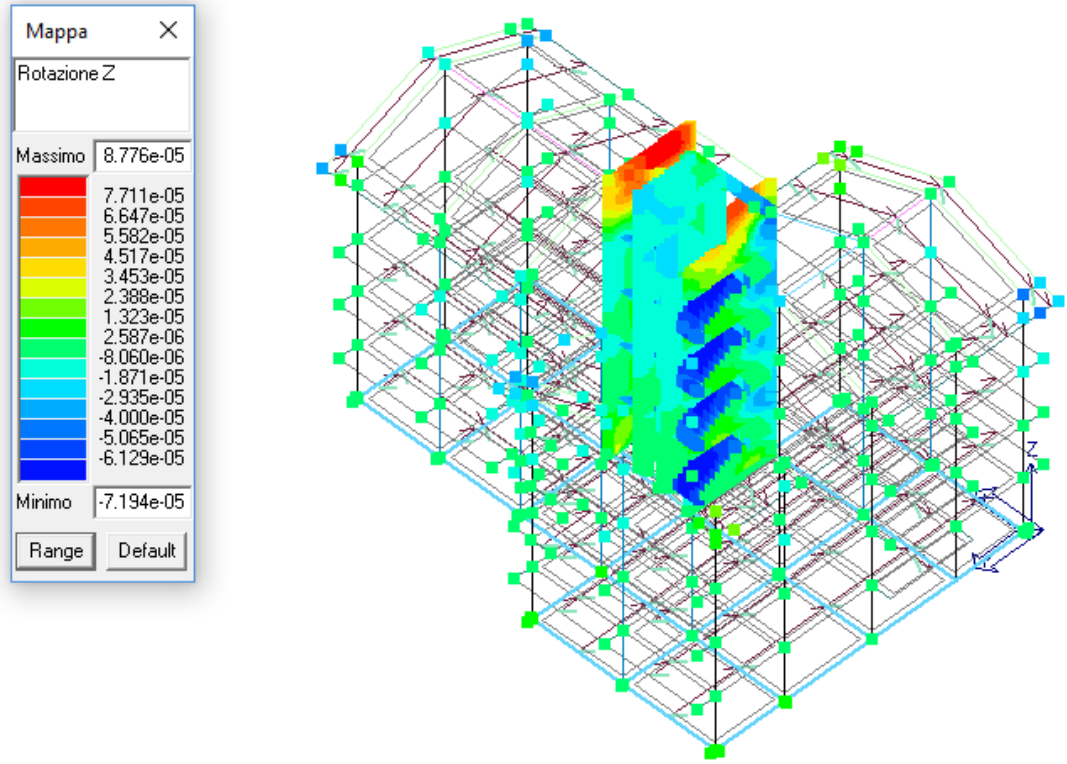


Figura 62: Massima rotazione attorno all'asse Z registrata dal modello agli elementi finiti in corrispondenza della combinazione di carico SLU A1 3.

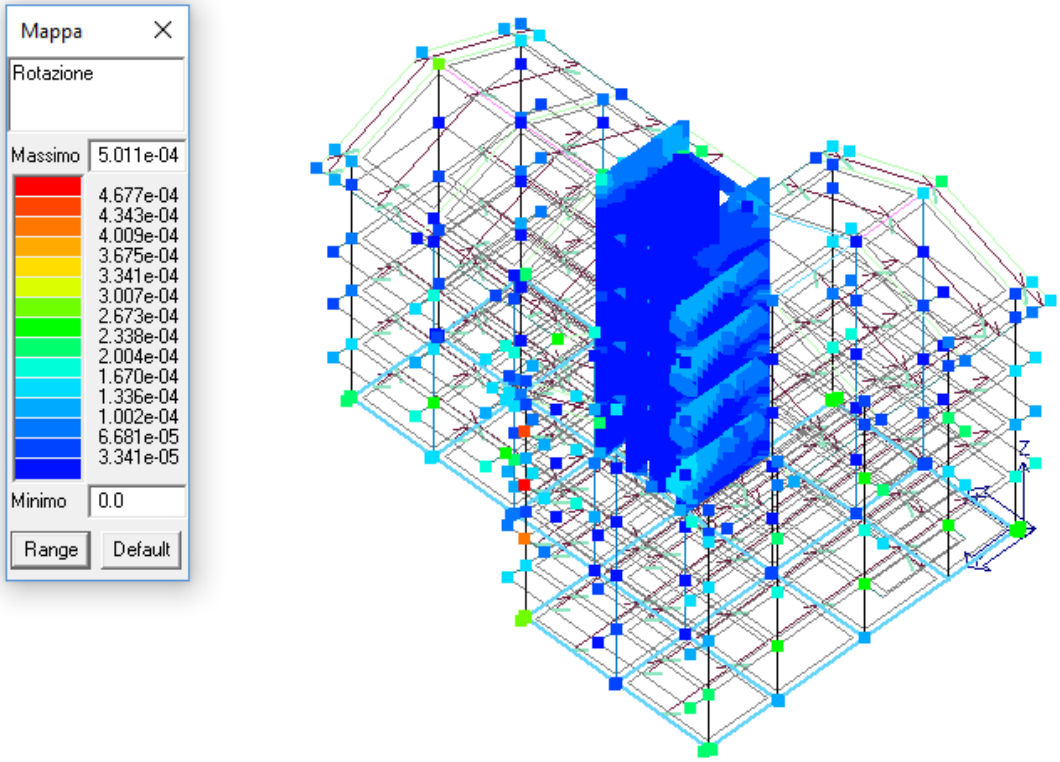


Figura 63: Massima rotazione registrata dal modello agli elementi finiti in corrispondenza della combinazione di carico SLU A1 1

Capitolo 4

Valutazione della resistenza a collasso progressivo dell'edificio a struttura intelaiata in C.A. in zona sismica nei codici agli elementi finiti

4.1 Generalità

In questo capitolo, si analizza il comportamento dell'edificio progettato al capitolo precedente, in particolare analizzandone il comportamento in caso di esplosione, secondo un approccio ispirato al modello proposto da De Biagi et al. nel 2017.

Si rammenta che l'EN 1990:2002 (Eurocodice 0) afferma che: "*Un guasto localizzato dovuto ad azioni accidentali può essere accettabile, a patto che non comprometta la stabilità dell'intera struttura e che la capacità portante complessiva della struttura sia mantenuta e permetta di adottare le necessarie misure di emergenza"*.

Quale conseguenza di questa definizione, si possono considerare due possibili approcci per accrescere la robustezza di una struttura. Il primo approccio fornisce gli strumenti per ridurre i danni riscontrati localmente, in seguito all'accadimento di eventi estremi quali i Cigni neri, agendo sulla resistenza degli elementi chiave.

Il secondo approccio, invece, prevede l'adozione di misure strutturali volte alla prevenzione della propagazione smisurata dei danni, che potrebbe determinare il collasso progressivo della struttura.

In questa trattazione si analizza il secondo approccio, in quanto il danno progressivo comporta in termini di costi di riparazione, sicurezza della vita e gestione dell'emergenza conseguente l'evento di danneggiamento, effetti differenti rispetto alla rimozione improvvisa degli elementi strutturali principali verticali.

Inoltre, le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 hanno introdotto nel codice le verifiche di duttilità e dei dettagli costruttivi, al fine di assicurare un determinato livello di duttilità delle opere strutturali, siano essere realizzate in cemento armato o in altro materiale quale acciaio.

Per garantire quindi la robustezza dell'edificio, si studia il comportamento dello stesso in seguito alla rimozione improvvisa di un pilastro che ben approssima la condizione di esplosione all'interno dell'edificio. Questa strategia risulta efficace e diretta a valutare l'integrità della struttura sia globalmente, sia localmente.

L'esplosione si ipotizza avvenga nel locale adibito a garage condominiale, in corrispondenza del pilastro P10, che è indicato in Figura 68, quale elemento cerchiato in rosso.

Inizialmente si simula un danno progressivo al pilastro realizzato in cemento armato. L'edificio è soggetto alla seguente combinazione di carico:

$$\Omega_N(1.2DL + 0.5LL) \tag{4.1}$$

Dove con il termine Ω_N è rappresentato il fattore di incremento dinamico non lineare, DL indicano i carichi permanenti dell’elemento, mentre con LL si indicano i carichi accidentali, l’espressione (4.1) è stata suggerita dal GSA per i telai in cemento armato (GSA, 2013).

In particolare, Ω_N per i telai in calcestruzzo armato è pari a:

$$\Omega_N = 1.04 + \frac{0.45}{\theta_{pra}/\theta_y + 0.48} \tag{4.2}$$

Dove θ_{pra} è l’angolo di rotazione plastica determinato dai criteri di accettazione stabiliti dall’ASCE 10, mentre θ_y è l’angolo di rotazione a snervamento; in particolare nell’analisi globale della struttura, il rapporto θ_{pla}/θ_y, è stato assunto nella misura minore riscontrata; il valore assunto dal fattore di incremento dinamico non lineare risulta essere pari a 1.1094, quindi per il fine di modellare la struttura è stato impiegato il valore approssimato pari a 1.11.

Combinazione di carico considerata	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	LC 5	LC 6	LC 7	LC 8	LC 9	LC 10	LC 11	LC 12	LC 13	LC 14
1	1.3	1.3	1.3	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.3
2	1	1	0.8	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
3	1.3	1.3	1.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1.3
4	1	1	0.8	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	1
5	1	1	1	0	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	0	1
6	1	1	1	0	0	-1	0	0.3	0	0	0	0	0	1
7	1	1	1	0	0	1	0	-0.3	0	0	0	0	0	1
8	1	1	1	0	0	1	0	0.3	0	0	0	0	0	1
9	1	1	1	0	0	-1	0	0	-0.3	0	0	0	0	1
10	1	1	1	0	0	-1	0	0	0.3	0	0	0	0	1
11	1	1	1	0	0	1	0	0	-0.3	0	0	0	0	1
12	1	1	1	0	0	1	0	0	0.3	0	0	0	0	1
13	1	1	1	0	0	0	-1	-0.3	0	0	0	0	0	1
14	1	1	1	0	0	0	-1	0.3	0	0	0	0	0	1
15	1	1	1	0	0	0	1	-0.3	0	0	0	0	0	1
16	1	1	1	0	0	0	1	0.3	0	0	0	0	0	1
17	1	1	1	0	0	0	-1	0	-0.3	0	0	0	0	1
18	1	1	1	0	0	0	-1	0	0.3	0	0	0	0	1
19	1	1	1	0	0	0	1	0	-0.3	0	0	0	0	1
20	1	1	1	0	0	0	1	0	0.3	0	0	0	0	1
21	1	1	1	0	0	-0.3	0	-1	0	0	0	0	0	1
22	1	1	1	0	0	-0.3	0	1	0	0	0	0	0	1
23	1	1	1	0	0	0.3	0	-1	0	0	0	0	0	1
24	1	1	1	0	0	0.3	0	1	0	0	0	0	0	1
25	1	1	1	0	0	0	-0.3	-1	0	0	0	0	0	1
26	1	1	1	0	0	0	-0.3	1	0	0	0	0	0	1
27	1	1	1	0	0	0	0.3	-1	0	0	0	0	0	1
28	1	1	1	0	0	0	0.3	1	0	0	0	0	0	1
29	1	1	1	0	0	-0.3	0	0	-1	0	0	0	0	1
30	1	1	1	0	0	-0.3	0	0	1	0	0	0	0	1
31	1	1	1	0	0	0.3	0	0	-1	0	0	0	0	1
32	1	1	1	0	0	0.3	0	0	1	0	0	0	0	1

33	1	1	1	0	0	0	-0.3	0	-1	0	0	0	0	1
34	1	1	1	0	0	0	-0.3	0	1	0	0	0	0	1
35	1	1	1	0	0	0	0.3	0	-1	0	0	0	0	1
36	1	1	1	0	0	0	0.3	0	1	0	0	0	0	1
37	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-1	0	-0.3	0	1
38	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-1	0	0.3	0	1
39	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	-0.3	0	1
40	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0.3	0	1
41	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-1	0	0	-0.3	1
42	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-1	0	0	0.3	1
43	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	-0.3	1
44	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0.3	1
45	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	-1	-0.3	0	1
46	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	-1	0.3	0	1
47	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	-0.3	0	1
48	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0	1
49	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	-0.3	1
50	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0.3	1
51	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	-0.3	1
52	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0.3	1
53	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	-1	0	1
54	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	1	0	1
55	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	0	-1	0	1
56	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0	1
57	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	-1	0	1
58	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	1	0	1
59	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0.3	-1	0	1
60	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0.3	1	0	1
61	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	-1	1
62	1	1	1	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	0	1	1
63	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	0	0	-1	1
64	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	0	0	1	1
65	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	-1	1
66	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	-0.3	0	1	1
67	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	-1	1
68	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0.3	0	1	1
69	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
70	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1
71	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
72	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
73	1.3	1.3	1.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
74	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

Tabella 26: Coefficienti di carico applicati nelle differenti combinazioni di carico nel modello studiato.

Il modello che è stato considerato si basa su un modello di danno che prevede la sostituzione dell’elemento danneggiato con un set di forze che ne simula la presenza, secondo quanto studiato da De Biagi, Parisi, Asprone, Chiaia e Manfredi nel 2017. Quest’ultimo modello, è descrivibile in tre diverse fasi riportate in Figura 64Figura 65.

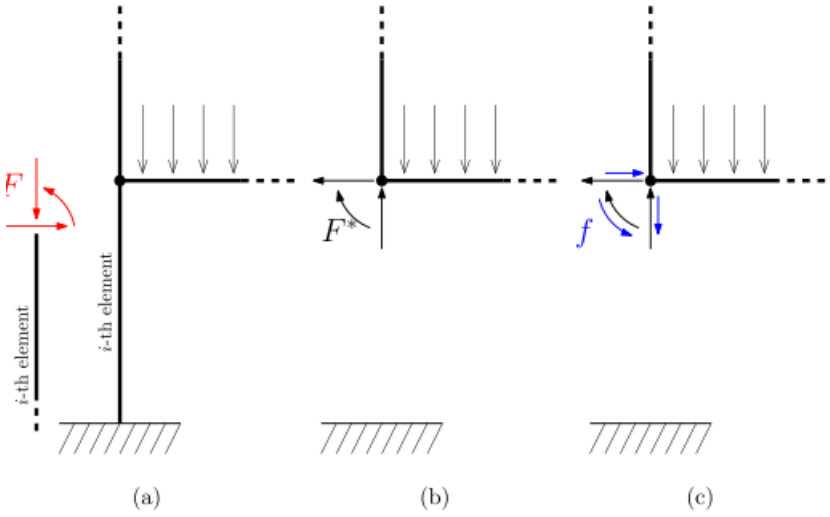


Figura 64: Fasi del modello di danno originale (De Biagi, et al., 2017).

La Figura 64(a), riporta la prima fase della procedura di De Biagi et al., dove un solutore non lineare calcola sia gli spostamenti, sia le forze del pilastro. In particolare, le forze agenti sull’elemento che si ipotizza danneggiato, sono riportate in rosso; si osservi che il piede del pilastro si assume incastrato. In questa fase, l’edificio viene elaborato dal programma e le forze che agiscono all’estremità dell’elemento ipotizzato danneggiato, vengono lette dall’archivio.

Nella seconda fase (Figura 64(b)) si ipotizza la rimozione del pilastro danneggiato, memorizzando la posizione dei nodi e si prevede l’applicazione in corrispondenza della testa del pilastro di un sistema di forze esterne F^* (indicato in nero in figura), aventi direzione opposta al sistema di forze della fase precedente, quindi $F^* = -F$. Anche in questa fase il software non lineare ha valutato gli spostamenti nodali.

Nell’ultima fase ((Figura 64(c)), si considera un set di forze f (indicato in blu) in grado di ridurre l’effetto delle forze applicate nella seconda fase, cioè simula il danneggiamento del pilastro, infatti le forze f sono variabili tra il valore nullo e quello delle forze F^* individuate nella fase precedente e questa progressiva variazione si effettua applicando uno schema incrementale in controllo di spostamento.

La risoluzione della struttura integra, non danneggiata viene eseguita all’inizio della procedura così poi da poter anche memorizzare le sollecitazioni degli elementi una volta danneggiati.

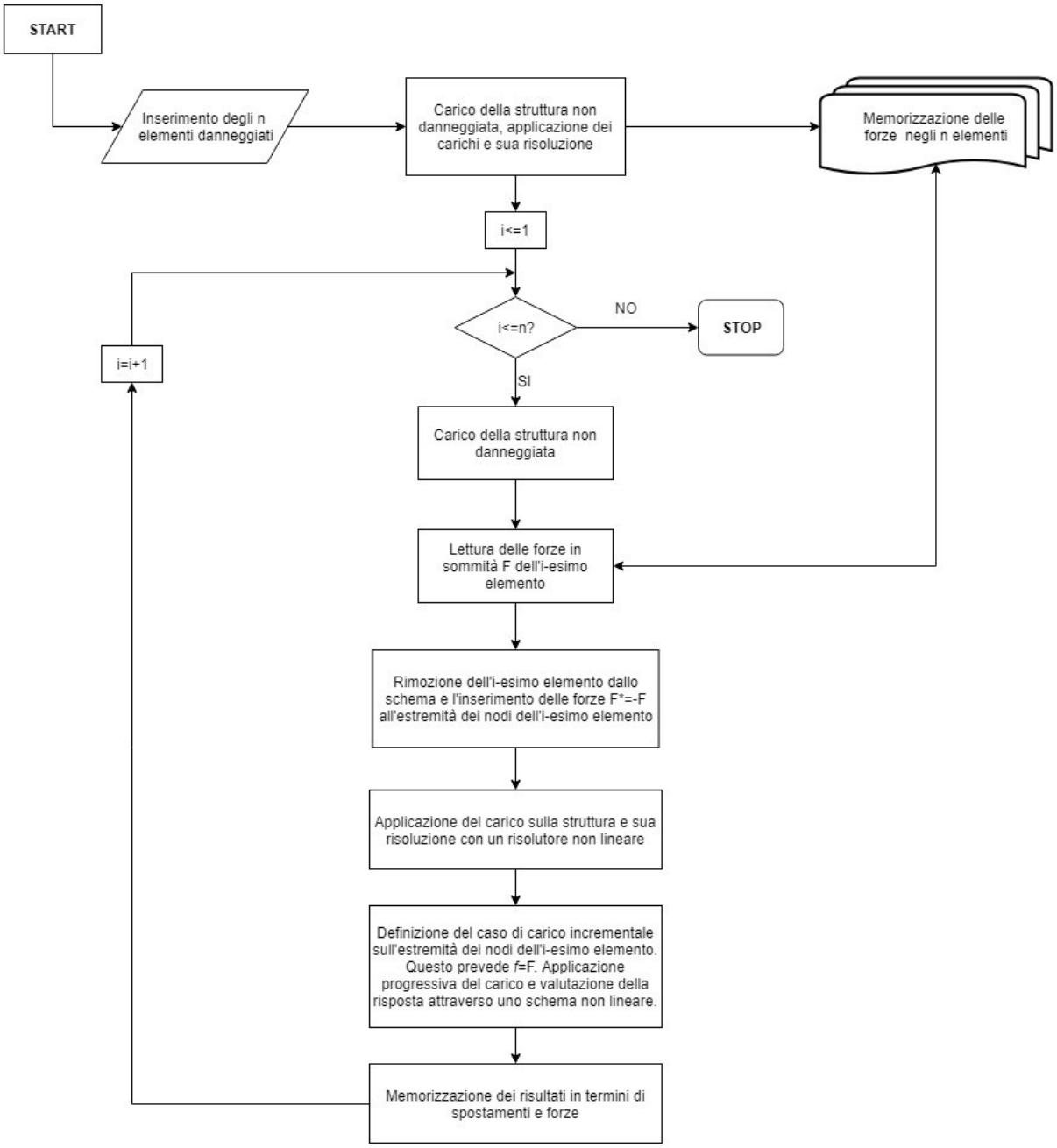


Figura 65: Diagramma di implementazione del modello di danno adottato (De Biagi, et al., 2017).

Il modello qui sviluppato è costituito anch'esso da tre fasi di elaborazione, come quello in Figura 64, come riportato in Figura 66.

La Figura 66 (a), riporta la prima fase della procedura, dove un solutore non lineare ha calcolato gli spostamenti e le forze agenti sul pilastro P-0-10. In particolare, le forze agenti sull'elemento che si ipotizza appartenente ad una costruzione esistente in questa fase, sono riportate in rosso.

Si osservi che anche in questo modello, il piede del pilastro si assume incastrato. In questa fase, l'edificio viene elaborato dal programma e le forze che agiscono all'estremità dell'elemento ipotizzato danneggiato, vengono lette dall'archivio.

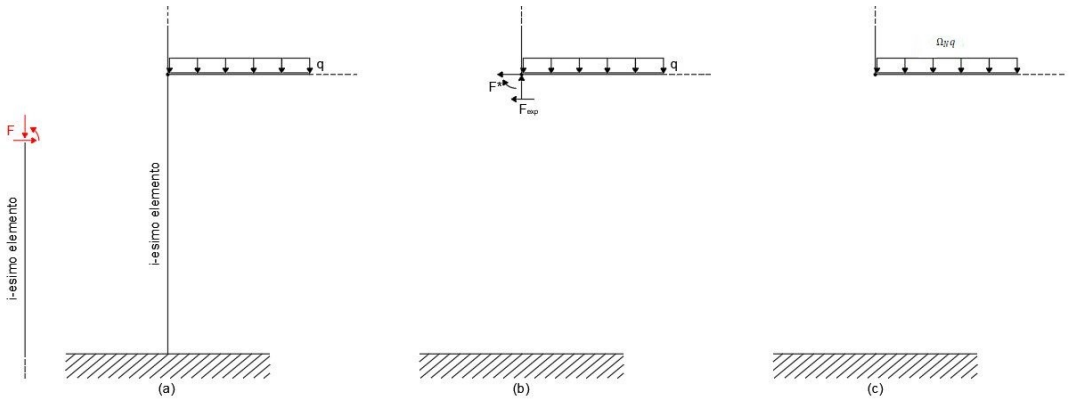


Figura 66: Fasi del modello di danno impiegato.

Nella seconda fase (Figura 66 (b)) si ipotizza la rimozione del pilastro danneggiato, memorizzando la posizione dei nodi e si prevede l’applicazione in corrispondenza della testa del pilastro di un sistema di forze esterne F^* (indicato in nero), aventi direzione opposta al sistema di forze della fase precedente, quindi $F^* = -F$. Anche in questa fase il software non lineare ha valutato gli spostamenti nodali.

In questa fase è stata anche applicata la forza generata dall’esplosione F_{exp}, la cui determinazione ha seguito la procedura indicata nel paragrafo 4.4, oltre alle forze F*.

Nella terza ed ultima fase (Figura 66 (c)), come nel caso precedente, si considera l’assenza del pilastro P10, ed altresì la mancanza delle forze F* e di F_{exp}, mentre il carico agente sui solai limitrofi è stato amplificato mediante il parametro calcolato in precedenza, cioè il fattore di incremento dinamico non lineare Ω_N.

Al termine di queste tre fasi, è stata valutata la duttilità valutando la variazione di rotazione dei nodi limitrofi alla testa del pilastro P-0-10, cioè le rotazioni φ_{BC} e φ_{BD} ed analizzando i risultati ottenuti.

Si osservi che il modello qui proposto non tiene conto degli effetti della catenaria, quindi sono stati valutati gli spostamenti delle sole estremità delle travi e non dell’intero elemento strutturale analizzato.

Nella tabella seguente, è riportato l’elenco delle differenti combinazioni di carico adottate nelle fasi del modello impiegato.

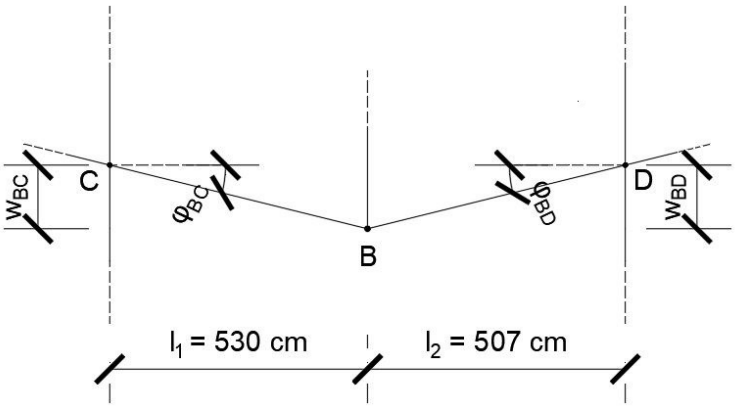


Figura 67: Schema per la valutazione dello spostamento verticale.

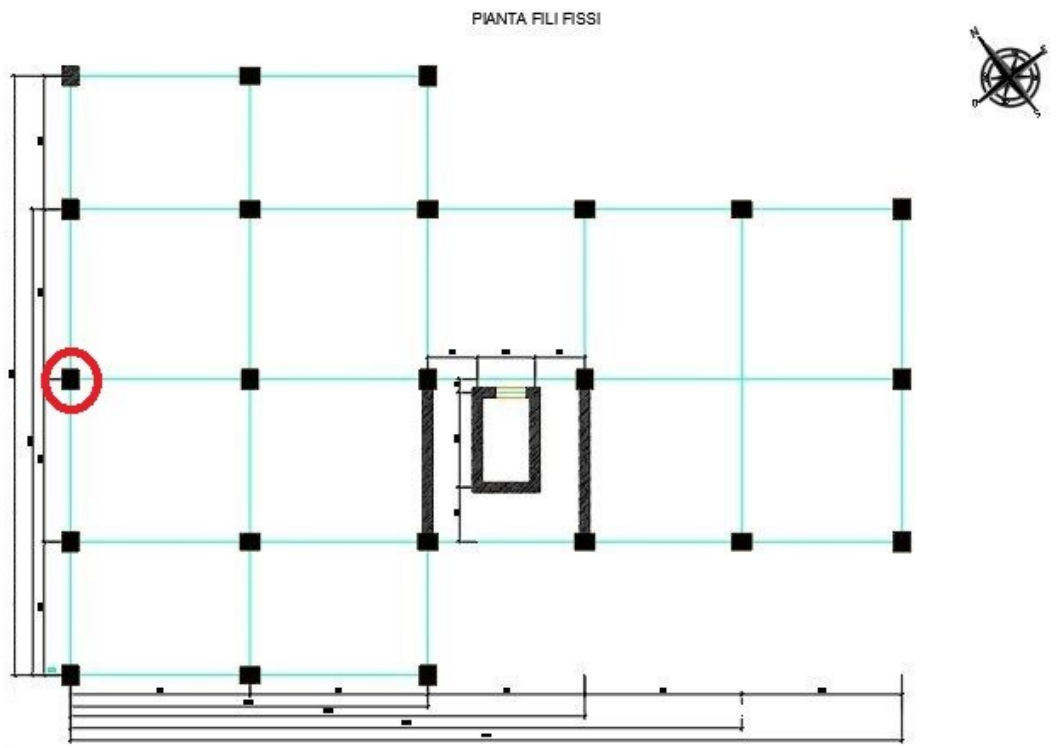


Figura 68: Pianta dei fili fissi dell'edificio in progetto, con evidenziata la posizione del pilastro P10.

4.2 Analisi del comportamento della struttura – Fase 1

Al fine di valutare il comportamento di una struttura, sono stati estrapolati i dati di sollecitazione e spostamenti in corrispondenza delle estremità del pilastro P10, considerando lo stesso per la sola lunghezza di interpiano (pari a 3,25 m) ed in corrispondenza del solo primo piano fuori terra (piano terra).

Quest'analisi è stata fatta estrapolando i risultati ottenuti dalla progettazione secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, così da confrontare poi questi risultati con quelli ottenuti con il modello di analisi elaborato ad hoc e descritto nel sotto capitolo 4.1.

Per la struttura così considerata, sono state valutate tutte le combinazioni di carico sia in termini di sollecitazioni, sia in termini di spostamenti e rotazioni dei nodi; le combinazioni di carico valutate sono le stesse impiegate in fase progettuali. Tali combinazioni di carico sono rimaste invariate per tutte le fasi del modello studiato.

In particolare, sono state considerate le sollecitazioni agenti alle estremità del pilastro P-0-10 (riscontrabile nella Tavola 6), individuando lo stesso nel tratto appartenente al primo piano fuori terra (cioè appartenente al piano terra).

I valori delle sollecitazioni alle due estremità di P-0-10, sono stati determinati considerando le estremità quali incastri perfetti ed indicati rispettivamente l'incastro al piede quale nodo A, mentre il nodo in sommità come nodo B.

Nella Tabella 27, con i pedici 2 e 3, sono indicate due delle tre direzioni del sistema di riferimento globale. In maniera analoga, nella Tabella 28 sono riportati, per ogni combinazione di carico, la traslazione lungo l'asse verticale e le rotazioni valutate in base alle traslazioni lungo l'asse Z dei nodi B, C e D nella fase imperturbata del modello, secondo lo schema riportato in Figura 67.

CDC	Nodo	T [daN]	V_2 [daN]	V_3 [daN]	N [daNcm]	M_{2-2} [daNcm]	M_{3-3} [daNcm]
1	A	-1.08E+03	1.01E+03	-9.25E+02	-1.08E+05	1.63E+05	7.21E+04
	B				-1.04E+05	-1.38E+05	4.02E+05
2	A	-8.27E+02	7.92E+02	-7.22E+02	-8.30E+04	1.27E+05	5.43E+04
	B				-8.05E+04	-1.07E+05	3.11E+05
3	A	-1.02E+03	-4.80E+02	-4.91E+02	-1.05E+05	8.06E+04	3.21E+05
	B				-1.02E+05	-7.90E+04	1.65E+05
4	A	-7.67E+02	-7.02E+02	-2.88E+02	-8.05E+04	4.49E+04	3.03E+05
	B				-7.80E+04	-4.86E+04	7.50E+04
5	A	3.78E+04	-5.44E+03	1.03E+02	-5.19E+04	-3.95E+04	1.48E+06
	B				-4.94E+04	-6.35E+03	-2.88E+05
6	A	-6.48E+03	-6.56E+03	6.20E+03	-4.84E+04	-1.36E+06	1.76E+06
	B				-4.60E+04	6.58E+05	-3.79E+05
7	A	4.26E+03	7.00E+03	-6.66E+03	-9.01E+04	1.42E+06	-1.53E+06
	B				-8.76E+04	-7.43E+05	7.45E+05
8	A	-4.00E+04	5.88E+03	-5.64E+02	-8.66E+04	1.05E+05	-1.26E+06
	B				-8.42E+04	-7.83E+04	6.54E+05
9	A	-1.90E+03	-5.74E+03	-1.94E+03	-5.11E+04	4.06E+05	1.56E+06
	B				-4.87E+04	-2.23E+05	-3.05E+05
10	A	3.32E+04	-6.26E+03	8.24E+03	-4.92E+04	-1.80E+06	1.68E+06
	B				-4.67E+04	8.75E+05	-3.62E+05
11	A	-3.54E+04	6.70E+03	-8.70E+03	-8.93E+04	1.87E+06	-1.45E+06
	B				-8.69E+04	-9.59E+05	7.28E+05
12	A	-3.14E+02	6.18E+03	1.47E+03	-8.74E+04	-3.41E+05	-1.34E+06
	B				-8.50E+04	1.38E+05	6.71E+05
13	A	-6.83E+04	-4.65E+03	-1.13E+04	-5.44E+04	2.49E+06	1.30E+06
	B				-5.19E+04	-1.19E+06	-2.18E+05
14	A	-1.13E+05	-5.77E+03	-5.23E+03	-5.09E+04	1.17E+06	1.57E+06
	B				-4.85E+04	-5.27E+05	-3.10E+05
15	A	1.10E+05	6.21E+03	4.77E+03	-8.76E+04	-1.11E+06	-1.35E+06
	B				-8.76E+04	-1.11E+06	-1.35E+06
16	A	6.61E+04	5.09E+03	1.09E+04	-8.41E+04	-2.43E+06	-1.08E+06
	B				-8.17E+04	1.11E+06	5.84E+05
17	A	-1.08E+05	-4.95E+03	-1.34E+04	-5.36E+04	2.94E+06	1.34E+06
	B				-5.12E+04	-1.41E+06	-2.35E+05
18	A	-7.29E+04	-5.48E+03	-3.19E+03	-5.17E+04	7.28E+05	1.49E+06
	B				-4.93E+04	-3.11E+05	-2.92E+05
19	A	7.07E+04	5.92E+03	2.73E+03	-8.68E+04	-6.62E+05	-1.27E+06
	B				-8.44E+04	2.26E+05	6.58E+05
20	A	1.06E+05	5.39E+03	1.29E+04	-8.49E+04	-2.87E+06	-1.15E+06
	B				-8.24E+04	1.32E+06	6.01E+05
21	A	7.76E+04	2.23E+02	-9.38E+03	-6.93E+04	2.01E+06	1.08E+05
	B				-6.68E+04	-1.04E+06	1.81E+05
22	A	-6.98E+04	-3.51E+03	1.09E+04	-5.78E+04	-2.38E+06	1.02E+06
	B				-5.53E+04	1.18E+06	-1.24E+05
23	A	6.76E+04	3.95E+03	-1.14E+04	-8.07E+04	2.45E+06	-7.97E+05

	B				-7.83E+04	-1.26E+06	4.91E+05
24	A	-7.99E+04	2.16E+02	8.91E+03	-6.92E+04	-1.95E+06	1.15E+05
	B				-6.68E+04	9.55E+05	1.85E+05
25	A	4.58E+04	4.59E+02	-1.28E+04	-7.00E+04	2.77E+06	5.26E+04
	B				-6.76E+04	-1.40E+06	2.02E+05
26	A	-1.02E+05	-3.28E+03	7.51E+03	-5.85E+04	-1.62E+06	9.64E+05
	B				-5.61E+04	8.20E+05	-1.04E+05
27	A	9.94E+04	3.72E+03	-7.98E+03	-8.00E+04	1.69E+06	-7.41E+05
	B				-7.75E+04	-9.05E+05	4.70E+05
28	A	-4.80E+04	-1.91E+01	1.23E+04	-6.85E+04	-2.70E+06	1.71E+05
	B				-6.60E+04	1.31E+06	1.65E+05
29	A	-5.45E+04	-7.69E+02	-1.62E+04	-6.67E+04	3.50E+06	3.73E+05
	B				-6.43E+04	-1.76E+06	1.23E+05
30	A	6.24E+04	-2.52E+03	1.77E+04	-6.03E+04	-3.87E+06	7.55E+05
	B				-5.79E+04	1.90E+06	-6.67E+04
31	A	-6.46E+04	2.96E+03	-1.82E+04	-7.82E+04	3.93E+06	-5.32E+05
	B				-7.82E+04	3.93E+06	-5.32E+05
32	A	5.23E+04	1.21E+03	1.57E+04	-7.18E+04	-3.43E+06	1.50E+05
	B				-6.93E+04	1.68E+06	2.43E+05
33	A	-8.64E+04	-5.34E+02	-1.96E+04	-6.75E+04	4.26E+06	3.18E+05
	B				-6.50E+04	-2.12E+06	1.44E+05
34	A	3.06E+04	-2.29E+03	1.43E+04	-6.11E+04	-3.11E+06	7.00E+05
	B				-5.86E+04	1.54E+06	-4.59E+04
35	A	-3.28E+04	2.73E+03	-1.48E+04	-7.74E+04	3.18E+06	-4.76E+05
	B				-7.50E+04	-1.63E+06	4.12E+05
36	A	8.41E+04	9.73E+02	1.91E+04	-7.10E+04	-4.19E+06	-9.43E+04
	B				-6.86E+04	2.03E+06	2.22E+05
37	A	3.52E+04	-5.06E+03	8.75E+01	-5.30E+04	-3.60E+04	1.39E+06
	B				-5.05E+04	-7.84E+03	-2.56E+05
38	A	-6.11E+03	-6.11E+03	5.77E+03	-4.98E+04	-1.27E+06	1.65E+06
	B				-4.73E+04	6.12E+05	-3.41E+05
39	A	3.90E+03	6.55E+03	-6.23E+03	-8.73E+04	1.33E+06	-1.42E+06
	B				-8.63E+04	-6.96E+05	7.07E+05
40	A	-3.74E+04	5.50E+03	-5.49E+02	-8.55E+04	1.01E+05	-1.17E+06
	B				-8.31E+04	-7.68E+04	6.22E+05
41	A	-1.86E+03	-5.34E+03	-1.82E+03	-5.23E+04	3.81E+05	1.47E+06
	B				-4.98E+04	-2.11E+05	-2.72E+05
42	A	3.09E+04	-5.83E+03	7.68E+03	-5.05E+04	-1.68E+06	1.57E+06
	B				-4.80E+04	8.14E+05	-3.44E+05
43	A	-3.31E+04	6.27E+03	-8.14E+03	-8.80E+04	1.75E+06	-1.35E+06
	B				-8.56E+04	-8.99E+05	6.91E+05
44	A	-3.53E+02	5.78E+03	1.36E+03	-8.62E+04	-3.16E+05	-1.24E+06
	B				-8.38E+04	1.26E+05	6.38E+05
45	A	-6.39E+04	-4.33E+03	-1.06E+04	5.53E+04	2.33E+06	1.22E+06
	B				-5.29E+04	-1.12E+06	-1.90E+05
46	A	-1.05E+05	-5.37E+03	-4.91E+03	-5.21E+04	1.10E+06	1.47E+06

	B				-4.97E+04	-4.96E+05	-2.76E+05
47	A	1.03E+05	5.81E+03	4.45E+03	-8.64E+04	-1.03E+06	-1.25E+06
	B				-8.40E+04	4.12E+05	6.42E+05
48	A	6.17E+04	4.77E+03	1.01E+04	-8.32E+04	-2.26E+06	-9.96E+05
	B				-8.07E+04	1.03E+06	5.56E+05
49	A	-1.01E+05	-4.61E+03	-1.25E+04	-5.46E+04	2.75E+06	1.29E+06
	B				-5.22E+04	-1.32E+06	-2.07E+05
50	A	-6.81E+04	-5.09E+03	-3.00E+03	-5.28E+04	6.82E+05	1.40E+06
	B				-5.04E+04	-2.94E+05	-2.59E+05
51	A	6.59E+04	5.53E+03	2.54E+03	-8.57E+04	-6.17E+05	-1.18E+06
	B				-8.32E+04	2.09E+05	6.25E+05
52	A	9.87E+04	5.05E+03	1.20E+04	-8.39E+04	-2.68E+06	-1.07E+06
	B				-8.15E+04	1.23E+06	5.73E+05
53	A	7.24E+04	2.19E+02	-8.76E+03	-6.92E+04	1.88E+06	1.09E+05
	B				-6.68E+04	-9.72E+05	1.81E+05
54	A	-6.52E+04	-3.26E+03	1.02E+04	-5.85E+04	-2.22E+06	9.59E+05
	B				-5.61E+04	1.09E+06	-1.03E+05
55	A	6.30E+04	3.70E+03	-1.07E+04	-8.00E+04	2.29E+06	-7.36E+05
	B				-7.75E+04	-1.18E+06	4.69E+05
56	A	-7.46E+04	2.20E+02	8.30E+03	-6.93E+04	-1.81E+06	1.14E+05
	B				-6.68E+04	8.87E+05	1.86E+05
57	A	4.27E+04	4.39E+02	-1.20E+04	-7.00E+04	2.59E+06	5.74E+04
	B				-6.75E+04	-1.30E+06	2.00E+05
58	A	-9.49E+04	-3.04E+03	6.99E+03	-5.92E+04	-1.51E+06	9.07E+05
	B				-5.68E+04	7.61E+05	-8.37E+04
59	A	9.27E+04	3.48E+03	-7.45E+03	-7.93E+04	1.58E+06	-6.84E+05
	B				-7.68E+04	-8.46E+05	4.50E+05
60	A	-4.49E+04	4.00E-01	1.15E+04	-6.85E+04	-2.52E+06	1.66E+05
	B				-6.61E+04	1.22E+06	1.66E+05
61	A	-5.10E+04	-7.13E+02	-1.51E+04	-6.68E+04	3.27E+06	3.58E+05
	B				-6.44E+04	-1.65E+06	1.26E+05
62	A	5.82E+04	-2.33E+03	1.66E+04	-6.09E+04	-3.61E+06	7.10E+05
	B				-5.85E+04	1.77E+06	-4.88E+04
63	A	-6.04E+04	2.77E+03	-1.70E+04	-7.57E+04	3.68E+06	-4.87E+05
	B				-7.51E+04	-1.85E+06	4.15E+05
64	A	4.88E+04	1.15E+03	1.47E+04	-7.17E+04	-3.20E+06	-1.34E+05
	B				-6.92E+04	1.56E+06	2.40E+05
65	A	-8.08E+04	-4.93E+02	-1.83E+04	-6.76E+04	3.98E+06	3.06E+05
	B				-6.51E+04	-1.98E+06	1.46E+05
66	A	2.85E+04	-2.11E+03	1.34E+04	-6.16E+04	-2.90E+06	6.59E+05
	B				-5.92E+04	1.44E+06	-2.92E+04
67	A	-3.07E+04	2.55E+03	-1.38E+04	-7.69E+04	2.97E+06	-4.35E+05
	B				-7.44E+04	-1.52E+06	3.95E+05
68	A	7.85E+04	9.31E+03	1.79E+04	-7.09E+04	-3.91E+06	-8.27E+04
	B				-6.85E+04	1.90E+06	2.20E+05
69	A	-8.95E+02	6.53E+02	-6.03E+02	-7.96E+04	1.05E+05	6.82E+04
	B				-7.72E+04	-9.15E+04	2.80E+05

70	A	-8.55E+02	-3.43E+02	-3.13E+02	-7.80E+04	4.95E+04	2.34E+05
	B				-7.55E+04	-5.24E+04	1.23E+05
71	A	-1.11E+03	2.20E+02	-2.31E+02	-6.92E+04	3.27E+04	1.12E+05
	B				-6.68E+04	-4.23E+04	1.83E+05
72	A	-1.11E+03	2.20E+02	-2.31E+02	-6.92E+04	3.27E+04	1.12E+05
	B				-6.68E+04	-4.23E+04	1.83E+05
73	A	-1.33E+03	2.64E+02	-2.77E+02	-8.31E+04	3.92E+04	1.34E+05
	B				-8.02E+04	-5.08E+04	2.20E+05
74	A	-1.11E+03	2.20E+02	-2.31E+02	-6.92E+04	3.27E+04	1.12E+05
	B				-6.68E+04	-4.23E+04	1.83E+05

Tabella 27: Valori riscontrati al piede ed in sommità del pilastro P-0-10 in funzione delle differenti combinazioni di carico nella Fase 1.

CDC	Traslazioni lungo Z – Fase 1 [cm]				Valutazione delle rotazioni – Fase 1			
	A	B	C	D	w_{BC} [cm]	w_{BD} [cm]	$(\varphi_{BC})_{deg}$	$(\varphi_{BD})_{deg}$
1	-1.46	-1.50	-1.48	-1.50	2.00E-02	0.00E+00	0.0022	0.0000
2	-1.13	-1.16	-1.14	-1.16	2.00E-02	0.00E+00	0.0022	0.0000
3	-1.38	-1.42	-1.40	-1.43	2.00E-02	1.00E-02	0.0022	0.0011
4	-1.05	-1.08	-1.07	-1.08	1.00E-02	0.00E+00	0.0011	0.0000
5	-0.70	-0.72	-0.72	-0.64	0.00E+00	8.00E-02	0.0000	0.0090
6	-0.65	-0.67	-0.62	-0.73	5.00E-02	6.00E-02	0.0054	0.0068
7	-1.24	-1.27	-1.29	-1.23	2.00E-02	4.00E-02	0.0022	0.0045
8	-1.19	-1.22	-1.19	-1.32	3.00E-02	1.00E-01	0.0032	0.0113
9	-0.69	-0.70	-0.72	-0.64	2.00E-02	6.00E-02	0.0022	0.0068
10	-0.67	-0.68	-0.62	-0.72	6.00E-02	4.00E-02	0.0065	0.0045
11	-1.22	-1.25	-1.28	-1.23	3.00E-02	2.00E-02	0.0032	0.0023
12	-1.20	-1.23	-1.19	-1.31	4.00E-02	8.00E-02	0.0043	0.0090
13	-0.74	-0.75	-0.74	-0.68	1.00E-02	7.00E-02	0.0011	0.0079
14	-0.69	-0.70	-0.65	-0.77	5.00E-02	7.00E-02	0.0054	0.0079
15	-1.20	-1.23	-1.26	-1.18	3.00E-02	5.00E-02	0.0032	0.0057
16	-1.15	-1.18	-1.16	-1.27	2.00E-02	9.00E-02	0.0022	0.0102
17	-0.72	-0.74	-0.74	-0.69	0.00E+00	5.00E-02	0.0000	0.0057
18	-0.70	-0.72	-0.65	-0.76	7.00E-02	4.00E-02	0.0076	0.0045
19	-1.19	-1.22	-1.26	-1.19	4.00E-02	3.00E-02	0.0043	0.0034
20	-1.17	-1.20	-1.17	-1.27	3.00E-02	7.00E-02	0.0032	0.0079
21	-0.94	-0.97	-1.03	-0.74	6.00E-02	2.30E-01	0.0065	0.0260
22	-0.78	-0.80	-0.71	-1.04	9.00E-02	2.40E-01	0.0097	0.0271
23	-1.10	-1.13	-1.20	-0.92	7.00E-02	2.10E-01	0.0076	0.0237
24	-0.95	-0.97	-0.88	-1.21	9.00E-02	2.40E-01	0.0097	0.0271
25	-0.95	-0.98	-1.04	-0.75	6.00E-02	2.30E-01	0.0065	0.0260
26	-0.79	-0.81	-0.72	-1.05	9.00E-02	2.40E-01	0.0097	0.0271
27	-1.09	-1.12	-1.19	-0.90	7.00E-02	2.20E-01	0.0076	0.0249
28	-0.93	-0.96	-0.87	-1.20	9.00E-02	2.40E-01	0.0097	0.0271
29	-0.89	-0.92	-1.02	-0.77	1.00E-01	1.50E-01	0.0108	0.0170
30	-0.83	-0.85	-0.72	-1.01	1.30E-01	1.60E-01	0.0141	0.0181
31	-1.06	-1.08	-1.19	-0.94	1.10E-01	1.40E-01	0.0119	0.0158
32	-0.99	-1.02	-0.89	-1.19	1.30E-01	1.70E-01	0.0141	0.0192

33	-0.90	-0.93	-1.03	-0.78	1.00E-01	1.50E-01	0.0108	0.0170
34	-0.84	-0.86	-0.73	-1.02	1.30E-01	1.60E-01	0.0141	0.0181
35	-1.05	-1.07	-1.18	-0.93	1.10E-01	1.40E-01	0.0119	0.0158
36	-0.98	-1.01	-0.88	-1.17	1.30E-01	1.60E-01	0.0141	0.0181
37	-0.72	-0.73	-0.73	-0.66	0.00E+00	7.00E-02	0.0000	0.0079
38	-0.67	-0.69	-0.64	-0.74	5.00E-02	5.00E-02	0.0054	0.0057
39	-1.22	-1.25	-1.26	-1.21	1.00E-02	4.00E-02	0.0011	0.0045
40	-1.17	-1.20	-1.17	-1.29	3.00E-02	9.00E-02	0.0032	0.0102
41	-0.70	-0.72	-0.73	-0.67	1.00E-02	5.00E-02	0.0011	0.0057
42	-0.69	-0.70	-0.65	-0.73	5.00E-02	3.00E-02	0.0054	0.0034
43	-1.20	-1.23	-1.26	-1.22	3.00E-02	1.00E-02	0.0032	0.0011
44	-1.19	-1.21	-1.18	-1.29	3.00E-02	8.00E-02	0.0032	0.0090
45	-0.75	-0.77	-0.76	-0.70	1.00E-02	7.00E-02	0.0011	0.0079
46	-0.70	-0.72	-0.67	-0.78	5.00E-02	6.00E-02	0.0054	0.0068
47	-1.18	-1.21	-1.24	-1.17	3.00E-02	4.00E-02	0.0032	0.0045
48	-1.14	-1.17	-1.15	-1.25	2.00E-02	8.00E-02	0.0022	0.0090
49	-0.73	-0.75	-0.75	-0.71	0.00E+00	4.00E-02	0.0000	0.0045
50	-0.72	-0.73	-0.67	-0.77	6.00E-02	4.00E-02	0.0065	0.0045
51	-1.17	-1.20	-1.24	-1.18	4.00E-02	2.00E-02	0.0043	0.0023
52	-1.15	-1.18	-1.15	-1.25	3.00E-02	7.00E-02	0.0032	0.0079
53	-0.94	-0.97	-1.02	-0.76	5.00E-02	2.10E-01	0.0054	0.0237
54	-0.80	-0.81	-0.73	-1.03	8.00E-02	2.20E-01	0.0086	0.0249
55	-1.09	-1.12	-1.18	-0.92	6.00E-02	2.00E-01	0.0065	0.0226
56	-0.95	-0.97	-0.89	-1.20	8.00E-02	2.30E-01	0.0086	0.0260
57	-0.95	-0.98	-1.03	-0.77	5.00E-02	2.10E-01	0.0054	0.0237
58	-0.80	-0.82	-0.73	-1.04	9.00E-02	2.20E-01	0.0097	0.0249
59	-1.08	-1.11	-1.17	-0.91	6.00E-02	2.00E-01	0.0065	0.0226
60	-0.94	-0.96	-0.88	-1.18	8.00E-02	2.20E-01	0.0086	0.0249
61	-0.90	-0.92	-1.01	-0.78	9.00E-02	1.40E-01	0.0097	0.0158
62	-0.84	-0.86	-0.73	-1.01	1.30E-01	1.50E-01	0.0141	0.0170
63	-1.05	-1.07	-1.17	-0.95	1.00E-01	1.20E-01	0.0108	0.0136
64	-0.99	-1.01	-0.89	-1.17	1.20E-01	1.60E-01	0.0130	0.0181
65	-0.91	-0.93	-1.02	-0.79	9.00E-02	1.40E-01	0.0097	0.0158
66	-0.85	-0.87	-0.74	-1.02	1.30E-01	1.50E-01	0.0141	0.0170
67	-1.04	-1.06	-1.17	-0.93	1.10E-01	1.30E-01	0.0119	0.0147
68	-0.98	-1.00	-0.89	-1.16	1.10E-01	1.60E-01	0.0119	0.0181
69	-1.09	-1.11	-1.09	-1.11	2.00E-02	0.00E+00	0.0022	0.0000
70	-1.03	-1.06	-1.05	-1.06	1.00E-02	0.00E+00	0.0011	0.0000
71	-0.94	-0.97	-0.95	-0.98	2.00E-02	1.00E-02	0.0022	0.0011
72	-0.94	-0.97	-0.95	-0.98	2.00E-02	1.00E-02	0.0022	0.0011
73	-1.13	-1.16	-1.14	-1.17	2.00E-02	1.00E-02	0.0022	0.0011
74	-0.94	-0.97	-0.95	-0.98	2.00E-02	1.00E-02	0.0022	0.0011

Tabella 28: Valori di spostamento lungo l'asse Z e valutazione delle rotazioni della Fase 1 basata secondo lo schema riportato in Figura 67

Si osservi, che per la definizione degli spostamenti e delle rotazioni valutate nella fase successiva, sono state impiegate le azioni della combinazione 73, corrispondenti allo stato limite ultimo in condizioni accidentali, cambiate di segno, come osservabile nel paragrafo dedicato.

4.3 Individuazione delle caratteristiche dell'esplosione

Al fine di valutare il comportamento di una struttura progettata per resistere alle azioni sismiche, e soggetta ai carichi determinati da un'esplosione, è stato adottato il modello più semplice, composto da un oscillatore equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF) avente caratteristiche di massa, rigidezza e smorzamento definite, così da rappresentare il comportamento della struttura in maniera idonea.

Il suddetto modello, fornisce risposte esaustive circa il comportamento di elementi quali pilastri, travi ed elementi strutturali analoghi, mentre risulta meno preciso per la valutazione delle risposte degli edifici che si sviluppano in pianta ed in altezza, adottanti schemi a telaio, piastre e cupole: in quanto il modello SDOF ha come limite l'impossibilità di procurare indicazioni per modi di vibrare superiori al primo. Per tale motivazione, in genere, le strutture più complesse vengono studiate mediante metodi MDOF (Multiple Degree of Freedom), valutati con metodi agli elementi finiti, dove nel caso di travi e piastre continue, si tiene conto delle risorse plastiche delle strutture.

Progettare gli elementi strutturali costituenti le opere più complesse, per resistere alle sollecitazioni dovute ad esplosione, rimanendo in campo elastico, non è conveniente, in quanto determinerebbe un sovradimensionamento non accettabile, pertanto le analisi strutturali devono essere di tipo elasto – plastiche non lineari; inoltre dal punto di vista dei materiali, la loro performance deve essere modellata tenendo conto della velocità di deformazione.

Analizzando quanto disquisito nel capitolo descrivente i fenomeni esplosivi, si osservi come esista una profonda differenza tra la risposta globale e quella locale della struttura. Nel caso in cui l'esplosione avvenga in prossimità della struttura, l'onda d'urto danneggerà parte dell'edificio; se quest'ultima collassa in seguito a tale sollecitazione, la risposta che ne segue a livello globale sarà differente da quella che si manifesterebbe in seguito a ridistribuzione delle azioni.

All'aumentare della distanza intercorrente tra la carica e l'elemento strutturale, mantenendo le altre caratteristiche invariate, l'area esposta all'onda d'urto generata dall'esplosione, aumenta, e con essa varia altresì la ridistribuzione degli sforzi.

Alla luce di quanto appena affermato, si comprende come sia fondamentale valutare gli spostamenti e le rotazioni degli elementi che possano determinare il collasso globale dell'opera. Questo processo è indirizzato a valutare la robustezza, come previsto dalle normative vigenti (Tattoni, et al., 2011).

In questo ambito è stata valutata la risposta strutturale del pilastro e della struttura ad una sollecitazione di esplosione, così da identificare il valore della sollecitazione che l'evento esplosivo esercita su un elemento strutturale in cemento armato.

Dapprima è stata valutata la curva di interazione momento – sforzo normale del pilastro P-0-10, mediante l'impiego del software VCASLU, il cui risultato per la sezione di pilastro valutata, è riportato nella figura sottostante.

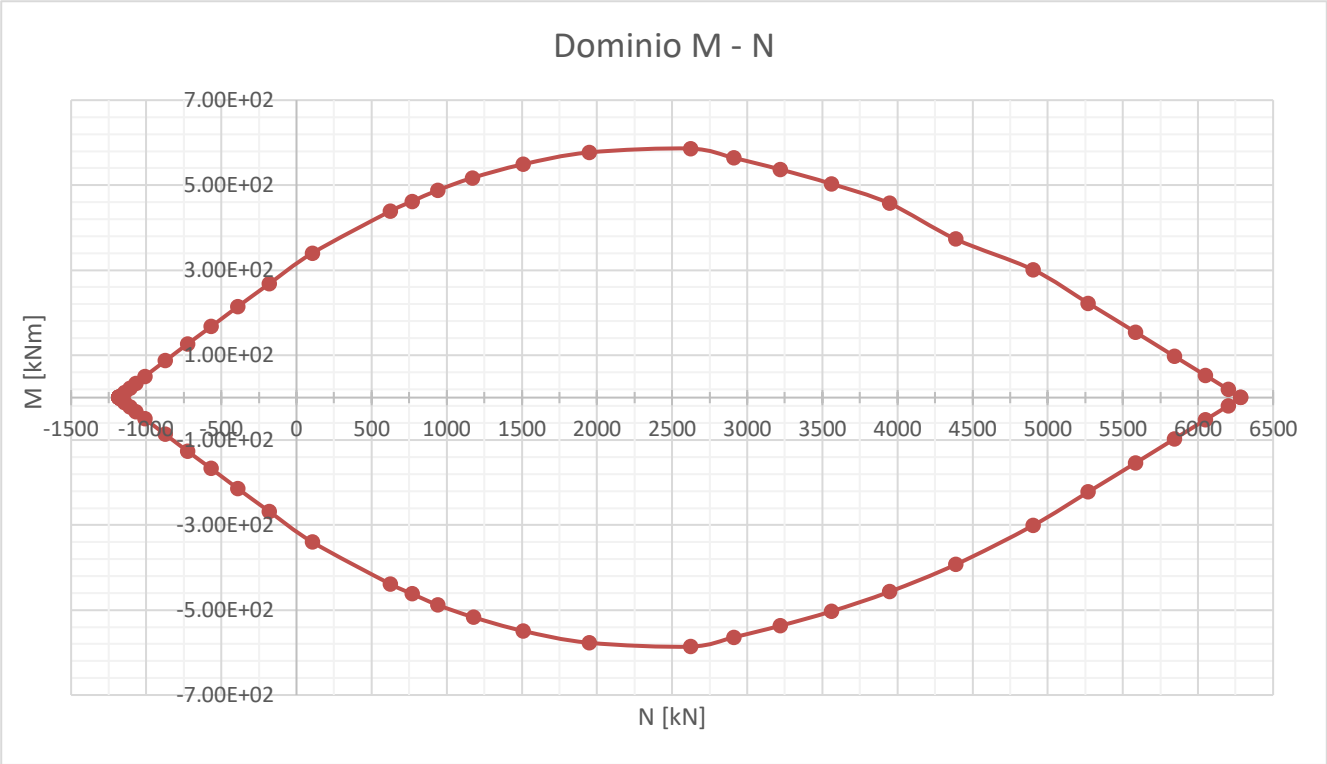


Figura 69: Diagramma di interazione M - N del pilastro P10, sezione 50x60 cm, valutato con il software VCASLU.

Successivamente, mediante il software OverPressure, sono state individuate tutte le caratteristiche dell’esplosione, imponendo la distanza standoff pari a 3 m, un quantitativo di TNT equivalente pari a 10 kg e l’angolo di incidenza dell’esplosione nullo. Inserendo questi dati nel programma, è stato ottenuto il diagramma descrivente l’andamento della pressione nel tempo, cioè la pressure time – history riportata in Figura 70 e la tabella di dati riportante le caratteristiche di input e output dell’esplosione considerata, valutate mediante Overpressure (Tabella 29).

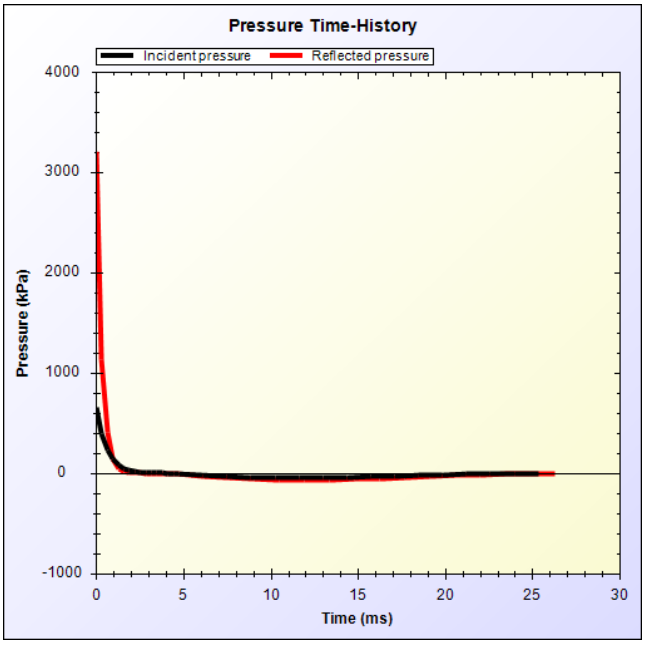


Figura 70: Pressure time - history ottenuta impostando una distanza di standoff pari a 3 m, un quantitativo di TNT equivalente pari a 10 kg ed un angolo di incidenza nullo sull'applicativo OverPressure.

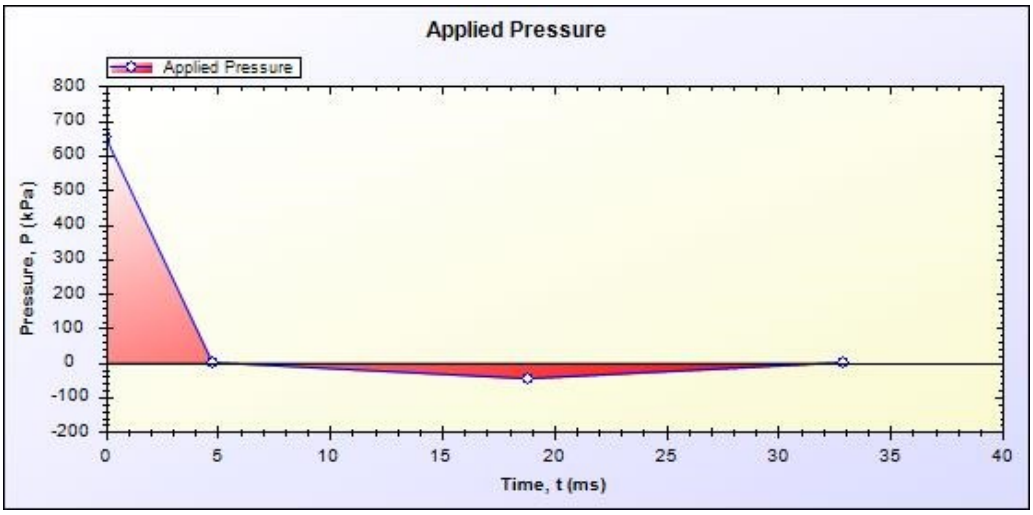


Figura 71: Variazione temporale della pressione.

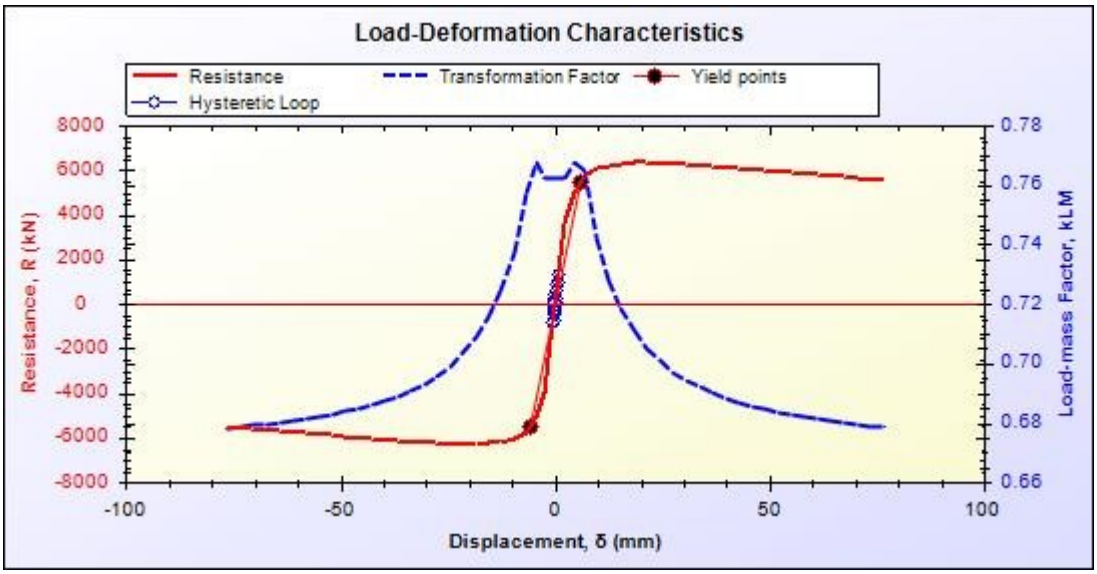


Figura 72: Caratteristiche di carico - deformazione.

Caratteristiche di input dell'esplosione			Proprietà riflettenti dell'onda		
Carico di TNT equivalente, W	10	kg	Pressione riflessa, Pr	3205.01	kPa
Distanza di standoff, R	3	m	Impulso riflesso, Ir	977.06	kPa – ms
Distanza scalata, Z	1.4	m	Coefficiente di pressione riflessa, Crα	4.9	
Angolo di incidenza, θ	0		Parametro di forma dell'onda riflessa, βr	14.5	
Proprietà incidenti dell'onda			**Proprietà negative dell'onda**		
Pressione incidente, Pso	653.50	kPa	Durata della fase negativa, to-	28.05	ms
Impulso incidente, Iso	403.69	kPa-ms	Pressione negativa di incidenza, Ps-	-46.58	kPa
Durata della fase positiva, to	4.8	ms	Pressione negativa riflessa, Pr-	-64.41	kPa
Tempo di arrivo, ta o t_p	1.9	ms	Impulso negativo di incidenza, Is-	-539.35	kPa – ms
Parametro di forma dell'onda incidente	6.5	ms	Impulso negativo riflesso, Ir-	-781.21	kPa – ms

Tabella 29: Parametri di esplosione ed andamento temporale della pressione.

In funzione di quanto affermato da Mays – Smith, il rapporto tra la durata della fase positiva di carico t_p ed il periodo proprio della struttura T definisce i tre differenti regimi di carico a cui può essere sottoposto una struttura:

- Regime impulsivo: si ha quando $\frac{t_p}{\mathrm{T}} < 0.064$, i tempi di applicazione sono pertanto molto ridotti, l’entità della deformazione massima dipende dall’entità dell’impulso, della massa e dalla resistenza della struttura.
- Regime dinamico: si verifica quando $0.064 \leq \frac{t_p}{\mathrm{T}} \leq 6.4$. In questo caso, l’entità della deformazione massima dipende dalla storia temporale di carico sull’elemento.
- Regime quasi – statico: si verifica quando $\frac{t_p}{\mathrm{T}} > 6.4$, i tempi di sollecitazione sono molto lunghi, quindi la deformazione massima è funzione solo del picco del carico e delle caratteristiche di resistenza dell’opera.

Nel caso in esame t_p risulta essere, come riportato nella Tabella 29, pari a 1.9 ms, mentre il periodo proprio della struttura T è pari a 1.574 s, quindi il rapporto tra le due grandezze, identifica il regime a cui è soggetta la struttura, infatti si ha $\frac{t_p}{\mathrm{T}} = 1.207e - 06$, quindi si osserva che la struttura è soggetta ad un regime impulsivo, tipico dei fenomeni esplosivi.

I dati qui sopra definiti, sono stati inseriti all’interno del software RCBlast: quest’ultimo è stato progettato per condurre un’analisi storica della risposta non elastica dinamica sugli elementi strutturali progettati in cemento armato soggetti ad onde d’urto generate da esplosioni.

È stato quindi impostato un modulo di analisi strutturale, che ha considerato il pilastro come incastrato alle estremità, soggetto ad un carico uniformemente distribuito, soggetto all’effetto della variazione del carico assiale tra il valore nullo ed il valore di compressione pari a -2500 kN, considerando una decina di step intermedi. Inserendo le caratteristiche fisico – meccaniche dei materiali, è stato possibile definire il diagramma momento curvatura in funzione di tutti gli step di carico (Figura 73).

In seguito, sono state inserite in RCBlast le caratteristiche dell’esplosione valutate con OverPressure, ed è stata lanciata l’analisi SDOF per ogni step di carico impostata. Per ognuna di esse, è stato ottenuto un diagramma displacement – time history, oltre ad un foglio di calcolo riportante per ogni istante di studio, la reazione totale dell’elemento esplicata alle due estremità del pilastro.

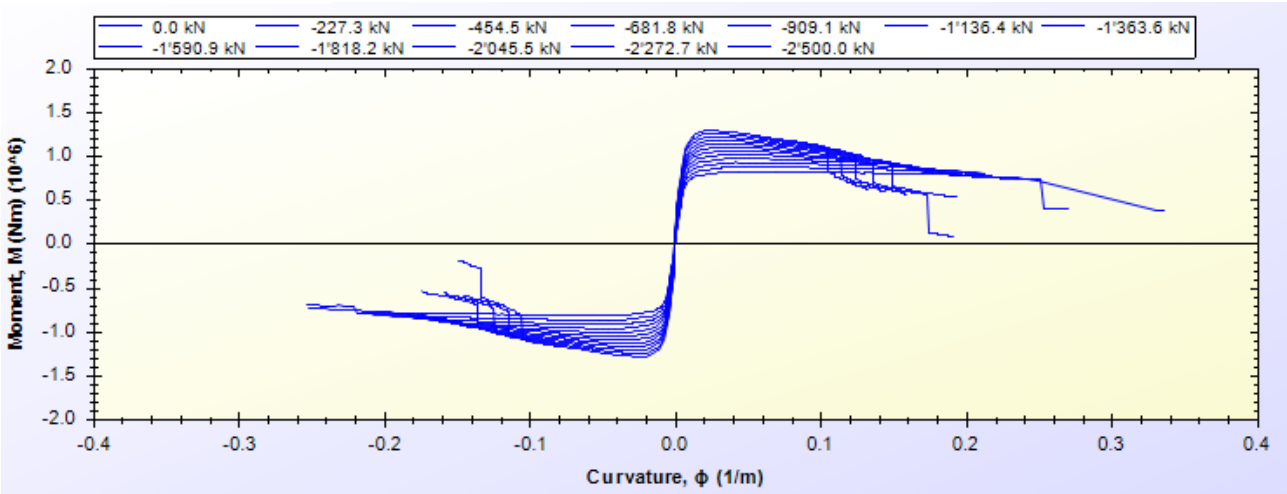


Figura 73: Diagramma momento - curvatura della sezione trasversale del pilastro.

Confrontando i diversi valori di reazione ottenuti nel tempo e per i vari step di carico assiale applicato, è stato riscontrato che il valore massimo ottenuto, si ha per il valore massimo di compressione del carico assiale, cioè pari a 2500 kN, la forza di esplosione applicata al pilastro P-0-10 risulta essere pari a 1291.27 kN, come riportato nel grafico sottostante.

Il valore appena riscontrato è stato suddiviso tra le due estremità del pilastro, e quindi applicato sui nodi. Sui nodi A e B del modello analizzato in precedenza, è stata quindi applicata la sollecitazione puntuale pari a 64563.5 daN, corrispondente all'ipotesi di esplosione elaborata in questo ambito.

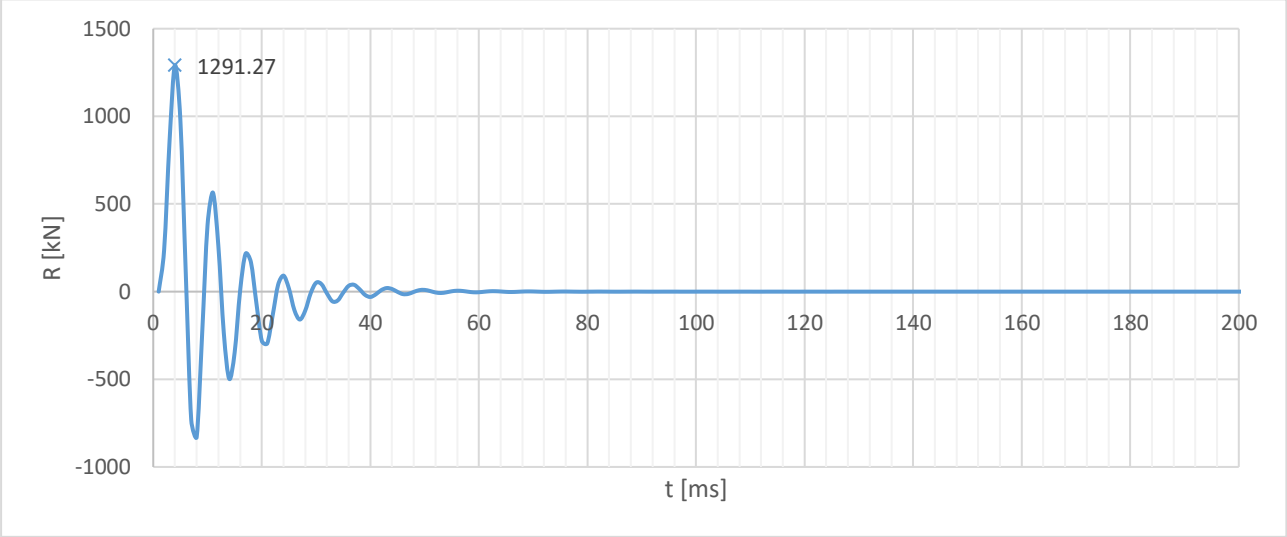


Figura 74: Variazione temporale della reazione.

4.4 Analisi del comportamento della struttura – Fase 2

In questa fase è stato considerato il modello presente in Figura 66(b). Il pilastro è stato pertanto rimosso dal modello, però è stato sostituito dalle sollecitazioni cambiate di segno, corrispondenti allo Stato Limite Ultimo nelle condizioni accidentali. Contemporaneamente è stata applicata metà della forza generata dall'esplosione studiata al punto precedente.

La fase in esame simula pertanto, l'istante in cui avviene l'esplosione.

Nella tabella seguente è riportata la condizione sollecitante ricavata dalla Fase 1 ed agente sui nodi A e B.

	F_x [daN]	F_y [daN]	F_z [daN]	M_x [daNcm]	M_y [daNcm]	M_z [daNcm]	F_{exp} [daN]
Nodo A	1329.00	-263.70	276.90	83090.00	-39210.00	-133900.00	-64563.50
Nodo B	1329.00	-263.70	276.90	800170.00	50770.00	-219600.00	-64563.50

Tabella 30: Azioni applicate nella fase 2 in corrispondenza dei nodi A e B, estrapolate dalla Tabella 27.

Nella Tabella 31 è riportata la traslazione lungo l'asse Z che è stata valutata per le differenti combinazioni di carico: alla combinazione di carico 14, corrispondente ad uno stato limite ultimo combinato ad uno stato limite di vita, è stato possibile applicare le azioni indicate in Tabella 30 e quindi per essa è stato valutato il valore della traslazione verticale del modello e di conseguenza le rotazioni.

CDC	Traslazione Z – Fase 2* [cm]				Valutazione delle rotazioni – Fase 2*			
	A	B	C	D	wBC	wBD	$(\phi_{BC})_{deg}$	$(\phi_{BD})_{deg}$
14	-0.570	-1.040	-0.680	-0.810	3.60E-01	2.30E-01	0.0389	0.0260

Tabella 31: Valori di spostamento lungo l'asse Z e valutazione delle rotazioni della Fase 2 basata secondo lo schema riportato in Figura 67(b).

4.5 Analisi del comportamento della struttura – Fase 3

Nella terza ed ultima fase (Figura 66 (c)), è stata considerata l’assenza del pilastro P-0-10, ed altresì la mancanza delle forze F* e di F_{exp}, mentre il carico agente sui solai limitrofi è stato amplificato mediante il parametro calcolato in precedenza, cioè il fattore di incremento dinamico non lineare Ω_N, così da simulare un possibile danno alla struttura limitrofa e l’assenza del pilastro stesso, con conseguente possibilità di ridistribuzione delle sollecitazioni.

I carichi permanenti strutturali ed i carichi variabili sono stati pertanto maggiorati mediante il fattore di incremento dinamico pari al valore unitario per le campate più distanti dal pilastro P-0-10, mentre è stato applicato un valore maggiorato dell’11%.

Nella tabella nella pagina successiva, sono riportati come per le fasi precedenti, la traslazione verticale dei nodi individuati dallo schema in Figura 67, oltre alla rotazione del nodo B rispetto ai nodi C e D.

CDC	Traslazione lungo Z – Fase 3 [cm]				Valutazione rotazioni – Fase 3			
	A	B	C	D	wBC	wBD	$(\phi_{BC})_{deg}$	$(\phi_{BD})_{deg}$
14	-0.55	-1.05	-0.66	-0.79	3.90E-01	2.60E-01	0.0422	0.0294

Tabella 32: Valori di spostamento lungo l'asse Z e valutazione delle rotazioni della Fase 3 basata secondo lo schema riportato in Figura 54(c).

4.6 Analisi dei risultati ottenuti

Sulla base delle Tabelle 28, 31 e 32 è stata redatta la tabella riepilogativa qui riportata.

Fase considerata	Traslazioni lungo Z [cm]				Valutazione delle rotazioni			
	A	B	C	D	w_{BC} [cm]	w_{BD} [cm]	$(\varphi_{BC})_{deg}$	$(\varphi_{BD})_{deg}$
Fase 1	-0.690	-0.700	-0.650	-0.770	5.00E-02	7.00E-02	0.0054	0.0079
Fase 2	-0.570	-1.040	-0.680	-0.810	3.60E-01	2.30E-01	0.0389	0.0260
Fase 3	-0.550	-1.050	-0.660	-0.790	3.90E-01	2.60E-01	0.0422	0.0294

Tabella 33: Tabella riepilogativa delle traslazioni lungo l'asse Z e delle rotazioni conseguenti.

In base a quanto si evince dalla Tabella 33, si ha una progressiva riduzione dell’abbassamento del punto A, si osserva quindi un progressivo sollevamento del nodo. Il nodo C manifesta nel passaggio dalla fase iniziale alla successiva, un cedimento di 0.3 mm che viene recuperato per i due terzi nella fase finale, analogamente a quanto avviene per il nodo D.

Il nodo C ed il nodo D, manifestano nella fase terminale, la tendenza a tornare verso i valori riscontrati nella fase iniziale.

Per quanto concerne il nodo B, il cedimento che esso manifesta in corrispondenza della seconda fase (caratterizzata dal fenomeno esplosivo) è circa pari al 150% di quello manifestato nella condizione imperturbata. A differenza del trend riscontrato per gli abbassamenti degli altri nodi, il passaggio dalla fase 2 alla fase 3 non determina una riduzione dell’abbassamento, ma bensì un ulteriore aumento dello stesso pari ad un decimo di millimetro.

Analizzando la duttilità degli elementi studiati, si osserva che il comportamento del nodo B comanda l’intero comportamento degli elementi limitrofi. La rimozione del pilastro P-0-10 operata in fase

3 non aggrava in maniera significativa il cedimento del nodo stesso (Figura 77), mentre i nodi C e D nel passaggio dalla fase 2 (caratterizzata dall'esplosione) alla fase terminale, manifestano una riduzione del cedimento manifestato.

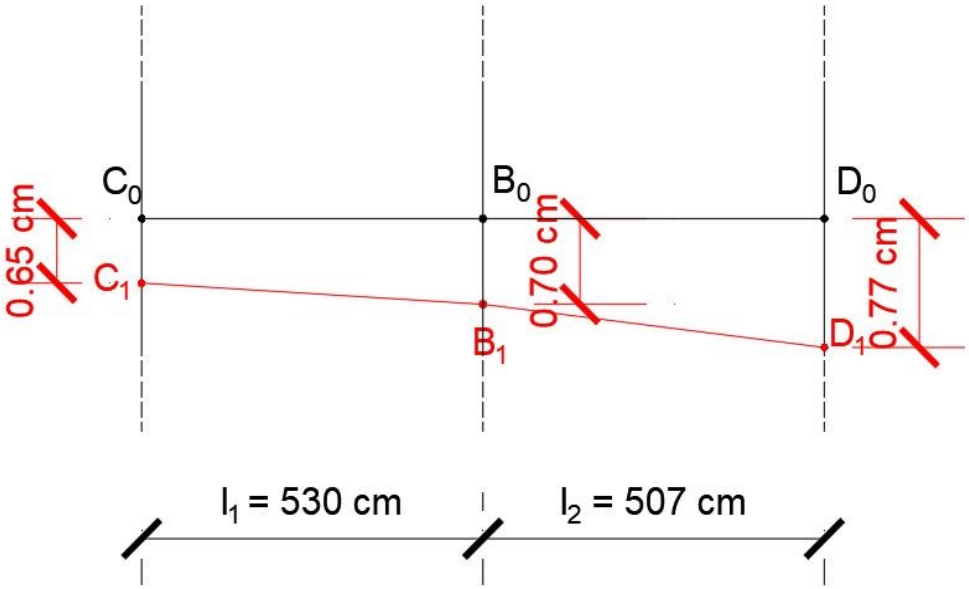


Figura 75: Rappresentazione non in scala degli abbassamenti dei nodi B, C e D registrati durante la fase 1 valutati rispetto alla condizione ideale.

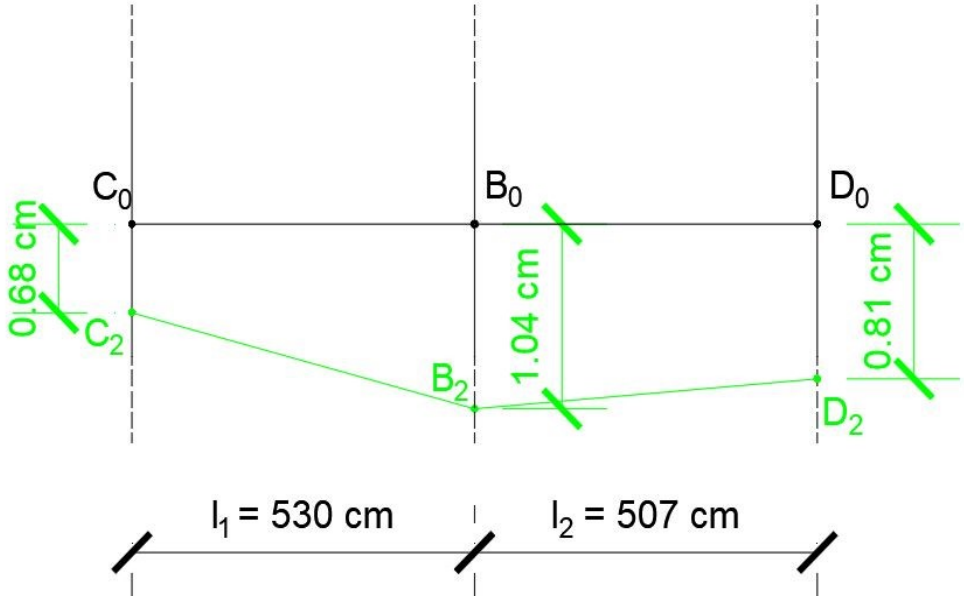


Figura 76: Rappresentazione non in scala degli abbassamenti dei nodi B, C e D registrati durante la fase 2 valutati rispetto alla condizione ideale.

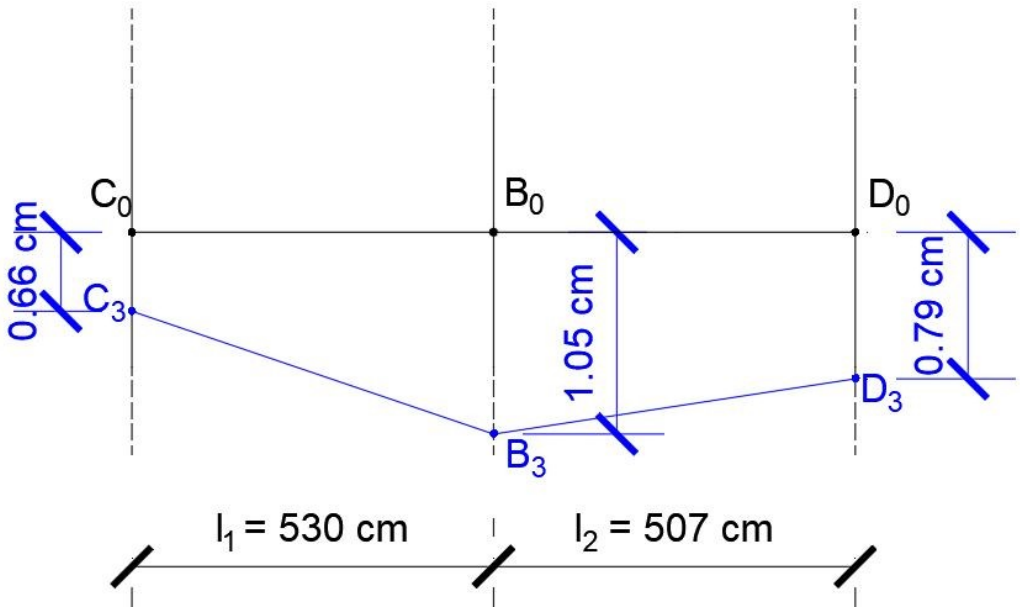


Figura 77: Rappresentazione non in scala degli abbassamenti dei nodi B, C e D registrati durante la fase 3 valutati rispetto alla condizione ideale.

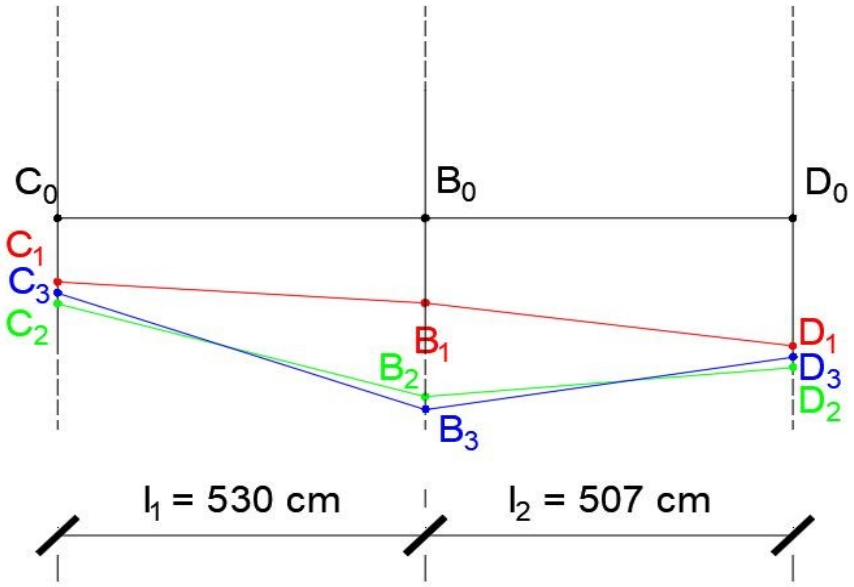


Figura 78: Rappresentazione non in scala dell’andamento degli abbassamenti dei nodi B, C e D registrati in corrispondenza delle tre fasi caratterizzanti il modello, valutati rispetto alla condizione ideale.

La struttura danneggiata così come modellata in fase 3, non comporta un collasso progressivo di parte della struttura o della globalità della stessa, ma si manifesta un leggero aumento dell’angolo di rotazione delle travi in elevazioni intercorrenti tra i nodi B e C ed i nodi B e D.

Conclusioni

Questa trattazione accademica ha riguardato il problema di fenomeni di natura antropica aventi ridotta probabilità di accadimento, ma determinanti conseguenze gravose sulle strutture.

In particolare, il Capitolo 1 presenta un percorso bibliografico sul Cigno nero, ossia un evento inaspettato, a partire dalla sua definizione fino al ruolo che ricopre nell'ingegneria strutturale. Si osservi come in tale ambito il Cigno nero sia ascrivibile ad uno scenario la cui probabilità di accadimento è molto bassa, per questo motivo le situazioni per le quali tali fenomeni rari si verificano sono varie. Per tale motivo, è richiesto agli ingegneri progettisti un ulteriore sforzo progettuale, richiedendo che la struttura, oltre ad essere sicura per i carichi ordinari sia anche robusta.

Nel Capitolo 2 è stata trattata la serie di eventi con probabilità di accadimento maggiori rispetto al Cigno nero, cioè i Cigni grigi. I professionisti nel settore ingegneristico conoscono il rischio di accadimento di tali eventi, quindi sono disponibili modelli per ridurre gli effetti di eventi ricadenti in tale categoria.

Tali scenari rari (o estremamente rari), proprio per il loro intrinseco carattere, sono in grado di determinare conseguenze superiori a quelle prevedibili, quali il collasso progressivo delle opere. Il collasso progressivo parziale o globale di una struttura è un evento da scongiurare, visti i costi di ripristino e l'impatto del collasso stesso sulla sicurezza delle presone presenti all'interno dell'edificio. Il collasso progressivo parziale è da preferire rispetto a quello che coinvolge un'intera opera.

Il terzo capitolo si è occupato della progettazione di un edificio residenziale in cemento armato in zona sismica, secondo i dettami costruttivi attualmente cogenti. Questi prevedono la considerazione degli eventi comunemente agenti su una struttura di questa tipologia. Per ovviare all'assenza dello studio della risposta dell'edificio in seguito ad eventi con ridotta probabilità di accadimento è stata studiata la risposta locale della struttura in seguito ad un'esplosione.

Nel Capitolo 4 è stata trattata quindi, la rimozione improvvisa di una colonna di un edificio residenziale, vista quale effetto risultante della deflagrazione. Questo approccio è stato basato su un modello agli elementi finiti avente la capacità di contemplare tre fasi del fenomeno: la condizione iniziale indisturbata, l'esplosione in presenza del pilastro e la situazione terminale in assenza della colonna di piano. In particolare, la seconda fase del modello prevede che la colonna sia sostituita da un sistema di forze equivalenti con andamento opposto, applicate alle estremità del pilastro stesso. In corrispondenza di tali nodi è stata altresì applicata la forza esercitata dall'esplosione, senza tener conto di tutti gli aspetti secondari caratterizzanti le esplosioni in ambiente confinato.

Il modello qui impiegato, è fondato sulle procedure proposte nel corso dell'ultimo secolo da parte di Menchel, Bao ed altri (De Biagi, et al., 2017), impiegando diversi programmi di calcolo commerciali. Nonostante l'affidabilità dei suddetti modelli sia stata chiaramente dimostrata in letteratura mediante analisi dinamiche non lineari, in questo lavoro di tesi tale tipologia di analisi strutturale non è stata condotta per le seguenti motivazioni:

- Il modello proposto è stato redatto al fine di fornire uno schema semplificato per la quantificazione della duttilità degli elementi strutturali soggetti ad azioni localizzate, utilizzabile quale strumento di analisi approssimato. Per pervenire a tale scopo è stata applicata un'amplificazione dinamica dei carichi, in accordo con quanto proposto dal GSA (GSA, 2013);
- L'intento di questo studio non è stato la valutazione temporale della duttilità locale delle componenti strutturali;
- L'impiego di un modello temporale non avrebbe in alcun modo migliorato la definizione e la comprensione del fenomeno.

Alla luce di tutte queste considerazioni, il modello ha dimostrato di essere in grado di descrivere, in maniera approssimata, l’effetto di un’esplosione su una struttura intelaiata in cemento armato sita in zona sismica. Per ottenere risultati più performanti risultano necessari ulteriori approfondimenti circa le condizioni agenti sugli elementi strutturali limitrofi alla colonna rimossa. Tali sviluppi richiedono capacità di programmazione superiori alla media nei programmi computazionali; tali abilità non sempre sono permesse dai software attualmente in commercio.

I risultati ottenuti dall’applicazione del modello qui proposto, manifestano la bontà delle prescrizioni costruttive contenute nel Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, in quanto la struttura studiata non ha presentato la necessità di incorporare ulteriori rinforzi in corrispondenza dei nodi travi – colonna.

La duttilità del sistema costruttivo progettato mediante l’applicazione delle NTC 2018, risulta tale da garantire una tolleranza ai danni superiore rispetto a quella riscontrabile in passato.

Appendice A: Tavole di progetto del fabbricato residenziale

Di seguito sono riportate le tavole dalla progettazione della struttura svolta al Capitolo 3.

Nella tabella sottostante è riportata la successione delle tavole, con la relativa scala.

Tavole di progetto		
Tavola	Argomento	Scala
01	Pianta primo piano fuori terra (piano terra)	1:100
02	Pianta piano residenziale tipo (secondo - quarto piano f.t.)	1:100
03	Pianta quinto piano fuori terra (sotto tetto)	1:100
04	Pianta del tetto	1:100
05	Architettonico del piano tipo	1:100
06	Carpenteria del primo piano fuori terra (piano terra)	1:100
06 - A / 06 - G	Distinta dei ferri delle fondazioni longitudinali e trasversali	1:100
07	Carpenteria piano tipo (secondo – quarto piano f.t.)	1:100
07 - A / 07 - D	Distinta dei ferri delle travi trasversali e longitudinali del piano tipo (secondo - quarto piano f.t.)	1:100
08	Carpenteria del quinto piano f.t. (sotto tetto)	1:100
08 - A / 08 - D	Distinta dei ferri travi trasversali e longitudinali del quinto piano fuori terra	1:100
09	Carpenteria del tetto	1:100
09 - A / 09 - D	Distinta dei ferri travi trasversali e longitudinali del tetto	1:100
10 - A / 10 - B	Distinta dei ferri dei pilastri	1:50
11 - A / 11 - B	Distinta dei ferri della scala	1:50
12	Distinta dei ferri del vano ascensore	1:200
13	Prospetti	1:200

Indice delle figure

FIGURA 1: AVVENIMENTI REPUTATI PIÙ RISCHIOSI PER LA PROPRIA INCOLUMITÀ (CALDUCCI, ET AL., 2006), L'ANELLO ESTERNO RAPPRESENTA I DATI RECEPITI PRESSO LA THYSSENKRUPP ACCIAI SPECIALI TERNI, MENTRE L'ANELLO INTERNO RAPPRESENTA I DATI RECEPITI PRESSO LA BASELL POLIOFINE ITALIA S.P.A. 15
FIGURA 2: RISK I DI SUSAN HERTRICH FA PARTE DI ALCUNI PANNELLI MURARI DECORATIVI REALIZZATI TRA IL 2010 ED IL 2011 CHE EVIDENZIA LA DIFFERENZA TRA GLI SCENARI CHE TEMIAMO E QUELLI CHE REALMENTE COSTITUISCONO UN PERICOLO. SI BASA SULLA FORMULA DI RISCHIO DEFINITA DA P. M. SANDMAN NEGLI ANNI '80. 15
FIGURA 3: INDICAZIONE GRAFICA DEI DANNI RIPORTATI DAL COMPLESSO DEL WORLD TRADE CENTER IN SEGUITO ALL'ATTACCO TERRORISTICO DEL 26 FEBBRAIO 1993 (HOMELAND SECURITY, 1993). 21
FIGURA 4: DIFFERENZE DI IMPOSTAZIONE DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA (APPROCCIO DETERMINISTICO / APPROCCIO PROBABILISTICO) AL CRESCERE DELLA COMPLESSITÀ DEL PROBLEMA STRUTTURALE (BONTEMPI, 2006). 27
FIGURA 5: CONFRONTO TRA RISCHI E CONSEGUENZE (ALEXANDER, 2004). 28
FIGURA 6: ILLUSTRAZIONE DEL PERFORMANCE BASED DESIGN (HAKIM, ET AL., 2014). 29
FIGURA 7: DIAGRAMMA DI FLUSSO PER IL CONSEQUENCE – BASED METHOD (ABRAMS, ET AL., 2002) 35
FIGURA 8: ELEMENTI STRUTTURALI DEL VIADOTTO POLCEVERA. SI OSSERVI CHE IN ROSSO SONO INDICATE LE ANTENNE E GLI STRALLI, IN GIALLO I SOSTEGNI CENTRALI DEL CAVALLETTO BILANCIATO STRALLATO, IN VERDE L'IMPALCATO STRADALE REALIZZATO MEDIANTE TRAVI A CASSONE, IN VIOLA LE PILE, IN AZZURRO E BLU L'IMPALCATO IN BASE ALLE CONDIZIONI DI VINCOLO (VIA18). 37
FIGURA 9: PROSPETTO VIADOTTO POLCEVERA O VIADOTTO MORANDI O DELLE CONDOTTE (CABRERA, ET AL., 1993). 40
FIGURA 10: SEZIONE LONGITUDINALE E TRASVERSALE DELLE PILE N. 9 E 10 (SULLA SINISTRA) E SEZIONE LONGITUDINALE E TRASVERSALE DELLA PILA N. 11 DOPO IL RISANAMENTO (SULLA DESTRA) (CABRERA, ET AL., 1993). 40
FIGURA 11: SEZIONE LONGITUDINALE DEL VIADOTTO DI RACCORDO SAVONA - SERRAVALLE. 40
FIGURA 12: FASI DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DELLA ZONA TERMINALE DEI TIRANTI. 41
FIGURA 13: IN ALTO A DESTRA LE CURVE DI INVILUPPO DELLE COMBINAZIONI: IN ORDINATA, MOLTIPLICATORE DI COLLASSO Λ; IN ASCISSA, MISURA DEL DANNO D, OVVERO IL NUMERO DI ELEMENTI RIMOSSI DAL SISTEMA STRUTTURALE. ALGORITMO DI VALUTAZIONE DELLA ROBUSTEZZA (GIULIANI, ET AL., 2006) 42
FIGURA 14: MECCANISMI DI RESISTENZA GENERABILI IN SEGUITO ALLA RIMOZIONE DI UN ELEMENTO (AMORETTI, 2014). 46
FIGURA 15: FORZE DI COLLEGAMENTO IN UNA STRUTTURA INTELAIATA (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2010). 48
FIGURA 16: NOTIZIE CONCERNENTI GLI EPISODI DI CARICHI ANOMALI CHE CAUSANO GRAVI DANNI (LEYENDECKER, ET AL., 1976). 52
FIGURA 17: COLLASSO PROGRESSIVO DI UN'ALA DELLA TORRE DI APPARTAMENTI DEL BLOCCO DENOMINATO RONAN POINT IN LONDON EAST (GENOVA, ET AL., 2009). 57
FIGURA 18: DANNI AI LATI NORD ED EST DEL MURRAH BUILDING. CREDIT: OKLAHOMA COUNTY SHERIFF'S DEPARTMENT (FEMA 277, 1996). 58
FIGURA 19: DIMENSIONI APPROSSIMATIVE DEL CRATERE IN CORRISPONDENZA DELLA FACCIATA NORD DEL MURRAH BUILDING (FEMA 277, 1996). 59
FIGURA 20: SCHEMA DI COLLASSO PROGRESSIVO DELL'EDIFICIO FEDERALE MURRAH BUILDING IN OKLAHOMA CITY (GENOVA, ET AL., 2009). 59
FIGURA 21: SCHEMATIZZAZIONE DELL'ALFRED MURRAH BUILDING A OKLAHOMA CITY, IN SEGUITO ALL'ESPLOSIONE AVVENUTA NELL'APRILE 1993, CON INDICATA LA LINEA D'ASSE DEI PILASTRI DISTRUTTI DALL'EVENTO (AMORETTI, 2014). 60
FIGURA 22: SONO RIPORTATI IN GIALLO L'EDIFICIO COINVOLTO DA ESPLOSIONE, MENTRE IN SENAPE LE STRUTTURE CHE HANNO SUBITO COLLASSO, IN BLU LE STRUTTURE DANNEGGIATE ED IN MATTONE LE OPERE CHE HANNO MANIFESTATO LA ROTTURA DI VETRI O PORTE NELLE VICINANZE DEL MURRAH FEDERAL BUILDING (FEMA 277, 1996). 60
FIGURA 23: DIAGRAMMA LOGICO PER LA VALUTAZIONE DELL'ONDA D'URTO E DEGLI EFFETTI DEI PROIETTILI PER LA ROTTURA DI UN CONTENITORE IN PRESSIONE. 64
FIGURA 24: TIPOLOGIE DI ESPLOSIONE (GENOVA, ET AL., 2005). 66
FIGURA 25: EVOLUZIONE DELLA SOVRAPRESSIONE IN ESPLOSIONI SEMI – CONFINATE DI ARIA – GAS (LUCIDI, 2012). 69
FIGURA 26: ESPLOSIONE SEMI - CONFINATA CON SINGOLO PICCO DI PRESSIONE (GENOVA, ET AL., 2005). 69
FIGURA 27: EVOLUZIONE DELL'ESPLOSIONE DA UN AMBIENTE SEMI - CONFINATO VERSO L'AMBIENTE ESTERNO, CON CARATTERISTICA ESPULSIONE DI MISCELA IN GRADO DI GENERARE FIREBALL (GENOVA, ET AL., 2009). 70
FIGURA 28: ANDAMENTO DEL PICCO DI SOVRAPRESSIONE DI TIPO STATICA DEL MODELLO TNT E DI ALCUNI MODELLI DI ESPLOSIONE DI NUBI NON CONFINATE (FONTE: MARSHALL, INSTITUTION OF CHEMICAL ENGINEERS, 1976). 71
FIGURA 29: LIMITI DI INFIAMMABILITÀ DI UNA MISCELA AL VARIARE DELLA TEMPERATURA (GENOVA, ET AL., 2009). 72
FIGURA 30: RAPPRESENTAZIONE GRAFICA DEL CONCETTO DI LIMITI DI INFIAMMABILITÀ DI UN AEROSOL (GENOVA, ET AL., 2009) 73
FIGURA 31: COMPORTAMENTO DEI VAPORI DI UNA SOSTANZA LIQUIDA INFIAMMABILE IN FUNZIONE DEL FLASHPOINT, DELLA CURVA DEL VAPORE SATURA E DEI LIMITI DI INFIAMMABILITÀ (GENOVA, ET AL., 2009). 74

FIGURA 32: L'EFFETTO DELLA PRESSIONE DI APERTURA DELLA SUPERFICIE DI SFOGO SUI PICCHI DI PRESSIONE (GENOVA, ET AL., 2009). .. 75
FIGURA 33: RAPPRESENTAZIONE SINTETICA DELLA FORMAZIONE E DELLA PROPAGAZIONE DI UN'ONDA DI ESPLOSIONE (GENOVA, ET AL., 2009). 78
FIGURA 34: MECCANISMO DI INTERAZIONE TRA IL FRONTE D'ONDA DI UN'ESPLOSIONE E UNA COSTRUZIONE (GENOVA, ET AL., 2009). .. 79
FIGURA 35: EFFETTI DOVUTI ALL'ESPLOSIONE DI UN'AUTO – BOMBA (GENOVA, ET AL., 2009). 79
FIGURA 36: RAPPRESENTAZIONE SCHEMATICA CON EVIDENZIAZIONE DELLE DIFFERENZE TRA LE MODALITÀ DI COMPORTAMENTO FRAGILE E DUTTILE (GENOVA, ET AL., 2009). 80
FIGURA 37: DIAGRAMMA PRESSIONE - IMPULSO P-I DOVE SI EVIDENZIANO I TRE DIFFERENTI REGIMI: IMPULSIVO, DINAMICO E QUASI – STATICO (ABEDINI, ET AL., 2018). 82
FIGURA 38: MODELLI PER LA DESCRIZIONE DELL'ONDA D'URTO DOVUTA A DETONAZIONE ED ONDA DI PRESSIONE DOVUTA A DEFLAGRAZIONE CON I LORO PARAMETRI CARATTERISTICI (TATTONI, ET AL., 2011). 90
FIGURA 39: INQUADRAMENTO SATELLITARE DEL SITO DI PROGETTAZIONE SULLA BASE DEI DATI CARTOGRAFICI 2018 © GOOGLE. 94
FIGURA 40: INQUADRAMENTO SATELLITARE TRIDIMENSIONALE DEL SITO DI PROGETTAZIONE. IMMAGINI © 2018 GOOGLE. DATI CARTOGRAFICI ©2018 GOOGLE. 95
FIGURA 41: VISTA SOLIDA NELLO SPAZIO DELL'EDIFICIO RESIDENZIALE, CON EVIDENZIATA LA COPERTURA IN VETRO DEL VANO SCALE. 95
FIGURA 42: CARPENTERIA PIANO TERRA - PRIMO PIANO FUORI TERRA (TAVOLA 06 IN ALLEGATO). 97
FIGURA 43: CARPENTERIA PIANO TIPO RESIDENZIALE (SECONDO - QUARTO PIANO FUORI TERRA - TAVOLA 07 IN ALLEGATO). 97
FIGURA 44: CARPENTERIA DEL QUINTO PIANO FUORI TERRA (SOTTO TETTO - TAVOLA 08 IN ALLEGATO). 98
FIGURA 45: CARPENTERIA DEL TETTO (TAVOLA 09 IN ALLEGATO). 99
FIGURA 46: PIANTA DEI FILI FISSI DELL'EDIFICIO IN PROGETTO. 99
FIGURA 47: PARTICOLARE NON IN SCALA DELLA PARETE VERTICALE DI TAMPONAMENTO (QUOTE IN MM). 101
FIGURA 48: PARTICOLARE NON IN SCALA DELLA PARETE VERTICALE INTERNA (QUOTE IN MM). 102
FIGURA 49: PARTICOLARE NON IN SCALA DEL SOLAIO TIPO (QUOTE IN MM). 103
FIGURA 50: ANDAMENTO DEI DIFFERENTI SPETTRI ELASTICI DI RISPOSTA. 108
FIGURA 51: DISTINTA DEI FERRI DI UNA TRAVE ROVESCIA DI FONDAZIONE NON IN SCALA. 111
FIGURA 52: DISTINTA DEI FERRI DELLA TRAVATA 111 DEL SECONDO PIANO FUORI TERRA, FUORI SCALA. 113
FIGURA 53: RISULTATI DELLA VERIFICA DI DUTTILITÀ (DUT) IN DIREZIONE 2-2. 115
FIGURA 54: RISULTATI DELLA VERIFICA DI DUTTILITÀ (DUT) IN DIREZIONE 3-3. 115
FIGURA 55: DISTINTA DEI FERRI DEI PILASTRI NON IN SCALA. 116
FIGURA 56: MASSIMA TRASLAZIONE LUNGO X REGISTRATA DAL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI IN CORRISPONDENZA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO SLU A1 3. 119
FIGURA 57: MASSIMA TRASLAZIONE LUNGO Y REGISTRATA DAL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI IN CORRISPONDENZA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO SLU A1 1. 119
FIGURA 58: MASSIMA TRASLAZIONE LUNGO Z REGISTRATA DAL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI IN CORRISPONDENZA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO SLU A1 1. 120
FIGURA 59: MASSIMA TRASLAZIONE GENERALE REGISTRATA DAL SOFTWARE AGLI ELEMENTI FINITI IN CORRISPONDENZA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO SLU A1 1. 120
FIGURA 60: MASSIMA ROTAZIONE ATTORNO ALL'ASSE X REGISTRATA DAL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI IN CORRISPONDENZA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO SLU A1 3. 121
FIGURA 61: MASSIMA ROTAZIONE ATTORNO ALL'ASSE Y REGISTRATA DAL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI IN CORRISPONDENZA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO SLU A1 1. 121
FIGURA 62: MASSIMA ROTAZIONE ATTORNO ALL'ASSE Z REGISTRATA DAL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI IN CORRISPONDENZA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO SLU A1 3. 122
FIGURA 63: MASSIMA ROTAZIONE REGISTRATA DAL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI IN CORRISPONDENZA DELLA COMBINAZIONE DI CARICO SLU A1 1 122
FIGURA 64: FASI DEL MODELLO DI DANNO ORIGINALE (DE BIAGI, ET AL., 2017). 126
FIGURA 65: DIAGRAMMA DI IMPLEMENTAZIONE DEL MODELLO DI DANNO ADOTTATO (DE BIAGI, ET AL., 2017). 127
FIGURA 66: FASI DEL MODELLO DI DANNO IMPIEGATO. 128
FIGURA 67: SCHEMA PER LA VALUTAZIONE DELLO SPOSTAMENTO VERTICALE. 128
FIGURA 68: PIANTA DEI FILI FISSI DELL'EDIFICIO IN PROGETTO, CON EVIDENZIATA LA POSIZIONE DEL PILASTRO P10. 129
FIGURA 69: DIAGRAMMA DI INTERAZIONE M - N DEL PILASTRO P10, SEZIONE 50X60 CM, VALUTATO CON IL SOFTWARE VCASLU. 136
FIGURA 70: PRESSURE TIME - HISTORY OTTENUTA IMPOSTANDO UNA DISTANZA DI STANDOFF PARI A 3 M, UN QUANTITATIVO DI TNT EQUIVALENTE PARI A 10 KG ED UN ANGOLO DI INCIDENZA NULLO SULL'APPLICATIVO OVERPRESSURE. 136
FIGURA 71: VARIAZIONE TEMPORALE DELLA PRESSIONE. 137
FIGURA 72: CARATTERISTICHE DI CARICO - DEFORMAZIONE. 137

FIGURA 73: DIAGRAMMA MOMENTO - CURVATURA DELLA SEZIONE TRASVERSALE DEL PILASTRO.....138
FIGURA 74: VARIAZIONE TEMPORALE DELLA REAZIONE. 139
FIGURA 75: RAPPRESENTAZIONE NON IN SCALA DEGLI ABBASSAMENTI DEI NODI B, C E D REGISTRATI DURANTE LA FASE 1 VALUTATI RISPETTO ALLA CONDIZIONE IDEALE. 141
FIGURA 76: RAPPRESENTAZIONE NON IN SCALA DEGLI ABBASSAMENTI DEI NODI B, C E D REGISTRATI DURANTE LA FASE 2 VALUTATI RISPETTO ALLA CONDIZIONE IDEALE. 141
FIGURA 77: RAPPRESENTAZIONE NON IN SCALA DEGLI ABBASSAMENTI DEI NODI B, C E D REGISTRATI DURANTE LA FASE 3 VALUTATI RISPETTO ALLA CONDIZIONE IDEALE. 142
FIGURA 78: RAPPRESENTAZIONE NON IN SCALA DELL'ANDAMENTO DEGLI ABBASSAMENTI DEI NODI B, C E D REGISTRATI IN CORRISPONDENZA DELLE TRE FASI CARATTERIZZANTI IL MODELLO, VALUTATI RISPETTO ALLA CONDIZIONE IDEALE.....142

Indice delle tabelle

Tabella 1: la tabella riporta la sequenza temporale che ha portato alla definzione degli strumenti ed approcci metodologici attualmente impiegati. 23
Tabella 2: Confronto tra il Metodo delle Tensioni Ammissibili e Progettazione agli Stati Limite. 25
Tabella 3: Caratteristiche principali degli eventi LCHP e degli eventi LPHC (Bontempi, et al., 2016). 26
Tabella 4: Elenco degli edifici soggetti ad incendio ed esplosione che hanno causato vittime nel mondo dal 1903 ai giorni nostri (Dea17), (Bangash, et al., 2006). 55
Tabella 5: Dati sulle aree soggette ad esplosione nel mondo sino al 2005 (Bangash, et al., 2006). 56
Tabella 6: Analisi dei frammenti e dei detriti nei casi di esplosione o di incendio oppure di entrambi (Genova, et al., 2005) 64
Tabella 7: Fattori che influenzano le caratteristiche ed i danni provocati da un'esplosione. 65
Tabella 8: Differenza tra deflagrazione e detonazione (Andreotti, 2015). 65
Tabella 9: Principali metodi empirici per la predizione della sovrapressione massima (Genova, et al., 2005), (Genova, et al., 2009). 77
Tabella 10: Periodi di resistenza al fuoco per le costruzioni edilizie più comuni. Fonte: Building Regulations Approved Document B (1991) (Cobb, 2004). 83
Tabella 11: Metodi di protezione sommari per l'acciaio nei confronti dell'incendio e/o dell'esplosione (Cobb, 2004). 86
Tabella 12: Caratteristiche del calcestruzzo impiegato. 100
Tabella 13: Caratteristiche dell'acciaio da armatura. 100
Tabella 14: Analisi dei carichi della parete di tamponamento. 102
Tabella 15: Analisi dei carichi delle pareti verticali interne. 102
Tabella 16: Analisi dei carichi del solaio tipo. 103
Tabella 17: Analisi dei carichi del solaio di copertura. 104
Tabella 18: Reticolo di definizione della pericolosità sismica per il sito in esame. 105
Tabella 19: Parametri che individuano la sismicità della zona. 106
Tabella 20: Parametri descriventi lo spettro di risposta elastico nel caso di SLD e SLV. 107
Tabella 21: Fattori di comportamento. 108
Tabella 22: Fattori di comportamento impiegati, in funzione delle differenti combinazioni di carico. 108
Tabella 23: Periodi propri per ognuno dei 21 modi di vibrare. 109
Tabella 24: Casi di carico agenti sulla struttura. 109
Tabella 25: Combinazioni di carico agenti sulla struttura. 110
Tabella 26: Coefficienti di carico applicati nelle differenti combinazioni di carico nel modello studiato. 125
Tabella 27: Valori riscontrati al piede ed in sommità del pilastro P-0-10 in funzione delle differenti combinazioni di carico nella Fase 1. 133
Tabella 28: Valori di spostamento lungo l'asse Z e valutazione delle rotazioni della Fase 1 basata secondo lo schema riportato in Figura 67 134
Tabella 29: Parametri di esplosione ed andamento temporale della pressione. 137
Tabella 30: Azioni applicate nella fase 2 in corrispondenza dei nodi A e B, estrapolate dalla Tabella 27. 139
Tabella 31: Valori di spostamento lungo l'asse Z e valutazione delle rotazioni della Fase 2 basata secondo lo schema riportato in Figura 67(b). 140
Tabella 32: Valori di spostamento lungo l'asse Z e valutazione delle rotazioni della Fase 3 basata secondo lo schema riportato in Figura 54(c). 140
Tabella 33: Tabella riepilogativa delle traslazioni lungo l'asse Z e delle rotazioni conseguenti. 140

Bibliografia

Abedini Masoud [et al.] Pressure–Impulse (P–I) Diagrams for Reinforced Concrete (RC) Structures: A Review [Rivista] // Archives of Computational Methods in Engineering. - February 2018.

Abrams D. P. Consequence-Based Engineering Approaches for Reducing Loss in Mid-America [Atti di convegno] // Linbeck Distinguished Lecture Series in Earthquake Engineering: Challenges for the New Millennium. - University of Notre Dame. Paris : [s.n.], 2002.

Abrams D. P., Elnashai A. S. e Beavers J. E. A new engineering paradigm: Consequence - Based Engineering [Rivista] // Earthquake Spectra / a cura di Institute. Earthquake Engineering Research. - 2002.

ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concret (ACI 318-08) and Commentary. - [s.l.] : ACI Standard, gennaio 2008.

Agarwal J. e England J. Recent developments in robustness and relation with risk. [Rivista] // Proceedings of the ICE - Structures and Buildings 161(4). - 2008. - p. 183-188.

Alexander Stuart New approach to disproportionate collapse [Rivista] // The Structural Engineer. - 7 dicembre 2004. - p. 14-18.

Amerio C. e Canavesio G. Materiali per l'edilizia [Libro] / a cura di Amerio C.. - [s.l.] : SEI - Torino, 2001. - Vol. II : IX.

Amoretti Agostino Gli effetti delle esplosioni contro gli edifici: sistemi di protezione e prevenzione nei riguardi degli attacchi terroristici [Libro]. - Milano : [s.n.], 2014.

Andreotti M. Modellazione di esplosioni in ambienti confinati: valutazione degli effetti su edifici residenziali e possibili strategie di mitigazione [Libro]. - Padova : DICEA - Università degli Studi di Padova, 2015. - Rel.: Pellegrino C., Maschio G.. Correl.: Zanini M. A., Vianello C., Mocellin P..

Anwar N. e Najam F. Progression of structural design approaches working stress design to consequence - based engineering [Atti di convegno] // Conference: International Conference on Structural Engineering (ISCE 2015). - Sri Lanka, Colombo : Society of Structural Engineers, 2015. - Vol. I.

ARA Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects [Libro]. - [s.l.] : Tech. Rep. GSA, 2003.

ASCE 7-05 Minimum design load for buildings and other structures. - Reston : American Society of Civil Engineers, 2006.

ASCE/SEI 2010a e ASCE/SEI 7 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures [Sezione di libro]. - [s.l.] : ASCE/SEI.

ASCE/SEI 2010b Recommendations for Designing Collapse - Resistant Structures [Sezione di libro]. - ASCE/SEI draft.

Askanews [Online] // La cronologia ed i luoghi dei principali attentati terroristici. - 15 novembre 2015. - http://www.askanews.it/cronaca/2015/11/15/la-cronologia-e-i-luoghi-dei-principali-attentati-terroristici-top10_20151115_123815/.

Augenti Nicola e Chiaia Bernardino Ingegneria forense. Metodologie, protocolli, casi studio [Libro]. - [s.l.] : Dario Flaccovio Editore, 2011.

Bangash M. Y. H. e Bangash T. Explosion - Resistant Buildings: Design, Analysys, and Case Studies [Libro]. - London : Springer, 2006.

Bellé D. La percezione del rischio: rischio reale e rischio percepito. Corso per volontari di Protezione Civile [Atti di convegno]. - Udine : Protezione Civile Regione Friuli Venezia Giulia, Università di Udine, 2010.

Bernstein A. scimoms [Online]. - Febbraio 22, 2018. - Luglio 04, 2018. - https://www.scimoms.com/2018/02/22/risk-perspective-series-intro/.

Biondini F., Frangopol D. M. e Restelli S. On structural robustness, redundancy and static indeterminacy [Libro]. - [s.l.] : Crossing Borders, 2008. - p. 237.

Bolognesi S. L'integrità strutturale e la sua misura attraverso analisi non lineari definite da algoritmi di ottimizzazione [Libro]. - Roma : Università La Sapienza, 2002.

Bontempi Franco e Crosti Chiara Le basi della progettazione strutturale antincendio. - 20 Aprile 2016.

Bontempi Franco Robustezza strutturale [Sezione di libro] // Crolli e Affidabilità delle Strutture civili. Atti del Convegno Nazionale CRASC'06. Università degli Studi di Messina / a cura di Colajanni Pietro, Muscolino Giuseppe e Ricciardi Giuseppe. - Messina : Dario Flaccovio Editore, 2006.

Bos F. P. Towards a combined probabilistic / consequence - based safety approach of structural glass members. [Articolo] // HERON. - 2007. - 1/2 : Vol. 52 .

Breen J. E. Developing Structural Integrity in bearing wall buildings [Rivista] // PCI Journal. - gennaio 1980.

Brown Scott Omaha World - Herald [Online] // TownNews New York. - Oklahoma State Department of Health, the Associated Press, the Oklahoman, Oklahoma City National Memorial and Museum, National Park Service. - 11 aprile 2017. - http://bloximages.newyork1.vip.townnews.com/omaha.com/content/tncms/assets/v3/editorial/0/a4/0a427764-e638-11e4-80db-d3d5bda99559/55330cda66fbc.pdf.pdf.

Cabrera Francesco Martinez [et al.] Il risanamento degli stralli del Viadotto Polcevera [Rivista] // Le opere in C.A. e C.A.P. nelle infrastrutture per la mobilità ed il trasporto. - Pisa : AICAP, 3-5 Giugno 1993. - p. 581-592.

Calducci M. [et al.] Percezione e comunicazione del riscio: i risultati relativi agli stabilimenti ThyssenKrupp Acciai Speciali Terni e Basell Poliolefine S.p.A. [Articolo] // Micron. - [s.l.] : ARPA - Umbria, 2006. - 6. - p. 19-22.

Callaway D. S. [et al.] Network robustness and fragility: Percolation on random graphs [Libro]. - [s.l.] : Physical review letters, 2000. - 85 (25), 5468.

Canisius T. D. G. [et al.] Philosophy and principles of robustness [Sezione di libro] // Structural robustness design for practising engineers. - [s.l.] : COST - Action TU0601. Robustness of Structures. COST European Cooperation in Science and Technology, 2011.

Catallo L. Progettazione prestazionale nei sistemi complessi: fidatezza strutturale [Libro]. - [s.l.] : Tesi di Dottorato. Università La Sapienza di Roma, 2005.

CEN 2006 Part 1-7: General actions - accidental actions [Libro].

CEN EN1990 (Eurocodice 0): Basis of structural design [Libro]. - [s.l.] : Comité Européen de Normalisation, 2002.

Cobb F. Structural Engineer's Pocket Book [Libro]. - [s.l.] : Elsevier Butterworth - Heinemann, 2004.

Colombo Michela I grandi temi dell'architettura: i ponti [Libro]. - [s.l.] : Hachette, 2015. - p. 34-39.

De Biagi V. Complexity and robustness of structures against extreme events [Book]. - Torino : Politecnico di Torino, 2014. - Vols. Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca - Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture.

De Biagi Valerio [et al.] Collapse resistance assessment throught the implementation of progressive damage in finite element codes [Rivista] // Engineering Structures. - 2017. - Vol. 136. - p. 523-534.

De Rosa S. C. I danni probovocati dall'esplosione [Rivista] // Antincendio. - febbraio 1996. - p. 84.

Deadliest single building or complex fires and explosions in the U.S. [Online] // National Fire Protection Association. - 14 aprile 2017. - http://www.nfpa.org/news-and-research/fire-statistics-and-reports/fire-statistics/fires-in-the-us/multiple-death-fires/deadliest-single-building-or-complex-fires-and-explosions-in-the-us.

Diamantis D. e Vogel T. Designing for robustness [Articolo] // Structural Robustness Design for practising engineers. - [s.l.] : COST Action TU0601 Robustness of structures. COST: European Cooperation in Science and Technology, 2011. - p. 65-84.

FEMA 277 The Oklahoma City Bombing. Improving Building Performance Through multi - hazard mitigation [Libro]. - [s.l.] : ASCE, 1996.

Frangopol D. M. e Curley J. P. Effects of damage and redundancy on structural reliability [Articolo] // Journal of Structural Engineering. - 1987. - 113 (7). - p. 1533-1549.

Fusco A. L. L'attentato al World Trade Center di New York. Una cronaca dettagliata direttamente dalla voce dei protagonisti delle difficili operazioni di interventi [Rivista] // Antincendio. - Febbraio 1996. - p. 73-99. - da Fire Engineering, dicembre 1993.

Genova B. e Silvestrini M. Dinamica delle reazioni esplosive. Attività investigativa [Libro]. - Palermo : Dario Flaccovio Editore, 2005.

Genova B., Genova M. e Silvestrini M. Antincendio e sicurezza. Sicurezza degli edifici nei riguardi dei fenomeni esplosivi [Libro] / a cura di De Angelis C.. - [s.l.] : UTET - Edizioni Tecniche, 2009. - Vol. III.

Ghersi Aurelio e Lenza Pietro Edifici antisismici in cemento armato [Libro]. - [s.l.] : Dario Flaccovio Editore, 2017.

Giovine S. Approccio metodologico allo studio dei crolli e dei dissesti strutturali [Libro]. - [s.l.] : Tesi di Laurea, Università degli Studi di Napoli "Federico II". Dipartimento di Ingegneria Strutturale, 2006.

Giuliani L. e Wolff M. Strategie per il conseguimento della robustezza strutturale, connessione e compartimentazione [Atti di convegno] // Crolli e affidabilità delle strutture civili / a cura di Colajanni P., Muscolino G. e Ricciardi G.. - Napoli : Dario Flaccovio Editore, 2006. - p. 211-222.

Gkoumas K. e Bontempi F. Structural robustness: issues, numerical modelling and future trends / a cura di Roma Facoltà di Ingegneria. Università La Sapienza di. - 29 ottobre 2014.

Gorman M. R. Structural redundancy [Atti di convegno] // Proceedings of the 4th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability. - Berkeley : [s.n.], 1984. - p. 45-48.

GSA Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance [Rivista]. - 24th October 2013. - Rev. January 2016.

Hakim R. A., Alama M. S. e Ashour S. A. Seismic Assessment of RC Building According to ATC 40, FEMA 356 and FEMA 440 [Rivista] // ARABIAN JOURNAL FOR SCIENCE AND ENGINEERING / a cura di 2014 King Fahd University of Petroleum and Minerals. - 4 October 2014.

Homeland Security The World Trade Center Bombing: Report and Analysis [Book]. - New York City, New York : William A. Manning Editor, 1993. - Vol. Report 076.

Il Secolo XIX [Online] // Tutti i terremoti del Cile, il Paese che visse il sisma più potente della Storia. - 15 Settembre 2015. - http://www.ilsecoloxix.it/p/mondo/2015/09/17/ARk3cDzF-potente_terremoti_storia.shtml.

INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia [Online]. - Aprile 2017. - http://www.ingv.it/ufficio-stampa/faq/terremoti/qual-e-il-terremoto-piu-forte-mai-registrato-in-tutto-il-mondo-e-in-italia.

ISO 1998 e ISO 2394 General principles on reliability for structures [Libro]. - [s.l.] : International Standard Organisation, 1998.

JSCC Probabilistic Model Code Joint Comittee on Structural Safety [Libro]. - 2011.

Kates R. W. Natural hazard in human ecological perspective: hypothesis and models [Libro]. - [s.l.] : Economic Geography, 1971. - Vol. 47 : 3 : p. 438-451.

Knoll F. e Vogel T. Design or Robustness [Libro]. - [s.l.] : IABSE, AIPC, IVBH, 2009.

Kouvelis P. e Yu G. Robust discrete optimization and its applications [Libro]. - [s.l.] : Springer, 1997. - Vol. 14.

Krauthammer T. Modern Protective Structures [Libro] / a cura di Meyer M. D.. - [s.l.] : CRC Press, 2008.

Kuhn T. S. The structure of scientific revolution [Libro] / a cura di Press The University of Chicago. - [s.l.] : Ed. Chicago, 2006. - 3rd paperback.

La Repubblica [Online] // Terremoti, i precedenti. - 8 ottobre 2005. - http://www.repubblica.it/2005/j/sezioni/esteri/terrepakistan/terrgravi/terrgravi.html.

Laganà R. G. La costruzione del New World Trade Center - Parte Prima. - 14 Novembre 2016. - Dipartimento di Architettura e Territorio dArTe - Università degli Studi di Reggio Calabria.

Laudiero Antonio M. Intervento per la realizzazione di un'attrezzatura sportiva assoggettata ad uso pubblico in Napoli in Via De Chirico n.16 - Municipalità IX - Quartiere Pianura [Rapporto] : Relazione geologica. - Napoli : [s.n.], 2013. - p. 31.

Leyendecker E. V. e Burnett E. F. P. The incidence of abnormal loading in residential buildings [Rapporto]. - [s.l.] : U.S. Dept. of Commerce, National Bureau of Standards, 1976. - p. 25.

Li Yi [et al.] An improved tie force method for progressive collapse resistance design for reinforced concrete frame structures [Rivista] // Engineering Structures. - 2011. - 10 : Vol. 33.

Lombardi M. Rischio ambientale e comunicazione [Libro]. - Milano : Franco Angeli, 1997. - p. 158.

Lucidi M. Demolizione controllata con esplosivo [Libro]. - Roma : Facoltà di Ingegneria - Università degli Studi di Roma "La Sapienza", 2012. - Rel.: Bontempi F., Correl.: Coppe D..

Malerba Pier Giorgio Inspecting and repairing old bridges: experiences and lessons [Rivista] // Structure and Infrastructure Engineering. - [s.l.] : Taylor & Francis Group, 12 Marzo 2013. - 4 : Vol. 10. - p. 443-470.

Malizia M. Gli esplosivi in ambito civile. - Ascoli Piceno : Comando Provinciale dei Vigili del Fuoco di Ascoli Piceno, 2010. - p. 20.

Mancini G. Progettazione con riguardo alle azioni eccezionali [Atti di convegno] // Giornate AICAP 2014. - Bergamo : [s.n.], 2014.

Morandi Riccardo Il Viadotto del Polcevera dell'Autostrada Genova - Savona [Rivista] // Domus. - Genova : Editoriale Domus, Febbraio 1968. - Vol. 459.

Morandi Riccardo Il viadotto sul Polcevera per l'autostrada Genova - Savona [Rivista]. - 1967. - Vol. 12. - p. 849-873.

Muscio Massimiliano Performance Based Design: Metodo di progetto strutturale [Rivista] // Modulo. - [s.l.] : BE-MA Editrice, 14 Aprile 2010. - 360.

Nafday A. M. Consequence - based structural design approach for black swan events [Rivista] // Structural Safety. - 2011. - 1 : Vol. 33. - p. 108-114.

Nafday A. M. System - safety performance metrics for skeletal structures [Articolo] // Journal of Structural Engineering. - marzo 2008. - 134 (3). - p. 499-504.

Porter Keith A. An overview of PEER’s performance-based earthquake engineering methodology [Atti di convegno] // Ninth international conference on applicationsof statistics and probability in civil engineering. - San Francisco : [s.n.], 2003.

Protezione Civile Protezione Civile [Online] // Classificazione Sismica. - 23 Settembre 2017. - 23 Settembre 2017. - http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/classificazione.wp.

Provis W. A. Observations on the effecs of wind on the suspension bridge over the Menai Straits, more especially with reference to the injuries which its roadway sustained during sotrm of January 1839 [Libro]. - [s.l.] : Minutes of the Proceedings of the Institution of Cvil Engineers, 1841. - Vol. I.

Pugliese F. Comunicazione del rischio con un sistema informatizzato. - [s.l.] : AUSL Piacenza, Mindpoint.

Putti Mario [Online] = Dispense del corso di Metodi Numerici per l’Ingegneria - Appunti di teoria sul Metodo agli Elementi Finiti (FEM). - 9 Giugno 2014. - 5 Luglio 2018. - http://dispense.dmsa.unipd.it/putti/metodi-mat/fem.pdf.

Rota R. Enciclopedia degli Idrocarburi. [Libro] = Combustione e detonazione. Detonazioni e esplosioni. - [s.l.] : Treccani. - Vol. V - Strumenti : p. 431-448.

Ruggerone E. [Online] // costruzioni.net. - 12 novembre 2015. - 14 aprile 2017. - http://lnx.costruzioni.net/2015/11/gli-errori-di-progettazione-una-risorsa-per-meglio-progettare/.

Santa Fé Institute Working definition of robustness [Rapporto]. - [s.l.] : Rs 2001-009 Edition, 2001.

SEAOC A framework for Performance Based Design [Libro] / a cura di Vision. - Sacramento : Structural Engineers Association of California, 2000. - Vol. I-III.

Slotine J. J. e Li W. Applied non linear control [Libro]. - [s.l.] : Prentice Hall, 1991. - Vol. 119.

Somes Norman F. Abnormal Loading on Buildings and Progressive Collapse [Rapporto]. - Washington : Office of Research and Technology - Department of Housing and Urban Development, 1973.

Sørensen J. D. Notes in Structural Reliability Theory And Risk Analysis [Rapporto] / Institute of Building Technology and Structural Engineering. - Aalborg : [s.n.], 2004.

Starossek U. e Haberland M. Disproportionate collapse: terminology and procedures [Articolo] // Journal of Performance of Constructed Facilities 24(6). - 2010. - p. 519-528.

Taleb Nassim Nicholas Errors, robustness and the fourth quadrant [Libro] / a cura di Engineering NYU-Tandon School of. - [s.l.] : International Journal of Forecasting, 2009. - Vol. 25 : 4.

Taleb Nassim Nicholas Il cigno nero. Come l'improbabile governa la nostra vita [Libro]. - [s.l.] : Il Saggiatore, 2007.

Taleb Nassim Nicholas On Robustness and Fragility. Deeper Philosophical and empirical reflections [Libro]. - [s.l.] : Les Belle Lettres, 2007.

Taleb Nassim Nicholas Robustezza e fragilità. Che fare? Il Cigno nero tre anni dopo [Libro]. - [s.l.] : Il Saggiatore, 2010.

Tattoni Sergio e Stochino Flavio Alcune considerazioni sulle procedure di progetto per strutture resistenti al carico di esplosione [Rivista] // Ingenio - Sistema integrato di Informazione per l'ingegnere. - 2011. - www.ingenio-web.it.

Tempo R. e Bianchini F. Robustness analysis with real parametric uncertainty. The control Handbook [Libro]. - 1996. - p. 495-505.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS Unified Facilities Criteria. Design of buildings to resist progressive collapse [Rapporto] = UFC 4-023-03. - [s.l.] : NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMMAND;, 2010. - AIR FORCE CIVIL ENGINEER SUPPORT AGENCY.

Val U. V. [et al.] Robustness of frame structures [Rivista]. - [s.l.] : Structural Engineering International, 2006.

Ventura A. Impatto delle esplosioni sulle strutture: blast design e structural robustness [Libro]. - Torino : Politecnico di Torino, 2014. - Tesi di Laurea Magistrale.

Viadotto Polcevera [Online] // Wikipedia. - 27 Novembre 2018. - https://it.wikipedia.org/wiki/Viadotto_Polcevera.

Vrouwenvelder T. Treatment of risk and reliability in the Eurocodes [Rivista]. - [s.l.] : Proceedings of ICE - Structures and Buildings 161(4), 2008. - p. 209-214.

Wildavsky A. e Douglas M. Risk and culture: an essay on the selection of Technological and Environmental Dangers [Libro]. - London : University of California Press, 1982.

Yao W. [et al.] Review of uncertainty-based multidisciplinary design optimization methods for aerospace vehicles [Rivista] // Progress in Aerospace Science 47. - 2011. - p. 450-479.

Yuxian H. Application of Consequence - Based Design criteria in regions of moderate seismicity [Rivista] // Earthquake Engineering and Engineering Vibration. - 2003. - 1 : Vol. II. - Article ID: 1671-3664(2003)01-0035-04.

Ringraziamenti

Questa tesi non sarebbe mai stata redatta senza l'aiuto del Prof. Chiaia e dell'Ing. De Biagi, che con il loro operato, mi hanno spronato verso aspetti della materia che difficilmente, in condizioni accademiche normali, sarei riuscita a trattare ed approfondire.

Colgo l'occasione per ringraziare l'Ing. Adriana Rinaldi del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, che mi ha fornito molto del materiale impiegato nella redazione dei primi capitoli di questo trattato accademico.

Con oggi si conclude il mio ciclo di formazione universitario, che è stato reso possibile grazie all'amore ed alla vicinanza dei miei genitori. Loro sono sempre stati fonte di ispirazione e forza anche nei momenti più difficili di questo percorso, quindi questa tesi è anche loro.

Vicino a me, in questi anni, c'è stato Marco, che mi ha aiutato a migliorare alcune caratteristiche del mio carattere, oltre alla qualità delle figure presenti in questa tesi. Grazie per la pazienza e l'amore che mi dimostri sempre e per il sostegno che non mi hai mai negato.

Queste tre persone mi hanno dimostrato la validità dell'affermazione di Virgilio: *"Per aspera ad astra"*, cioè la via della virtù è irta di difficoltà. In questo caso, la mia via della virtù, altro non è stato che il percorso che mi ha portato a questo giorno ed alla discussione di questa tesi. Dedico quindi a loro questo lavoro.